



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD  
NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN  
INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA.

***ALGUNOS ASPECTOS DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS  
EN UNA RED DE ALCANTARILLADO.***

**TESIS**

Como requisito para obtener el grado de  
**Maestro en Ingeniería**  
**(Hidráulica)**

Presenta:

**MIGUEL ÁNGEL ENRÍQUEZ ACOSTA**

Tutor:

**DR. OSCAR ARTURO FUENTES MARILES.**



2008



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Ramón Domínguez Mora.

Secretario: Dr. Jesús Gracia Sánchez.

Vocal: Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles.

1<sup>er</sup> Suplente: Dr. Carlos Escalante Sandoval.

2<sup>do</sup> Suplente: M.I. Victor Franco.

Lugar donde se realizó la tesis:

México D.F. Ciudad Universitaria.

Tutor de tesis

Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles

---

Firma

## **Dedicatoria.**

**A: Dios**

Por permitirme vivir nuevamente un momento como este.

**A: María del Carmen Acosta Trejo.**

Como testimonio del cariño y amor que siento por ella.

## **Agradecimientos.**

A: Dr. Arturo Fuentes Mariles.

Por su valioso tiempo dedicado en la elaboración de este trabajo.

A: Faustino de Luna Cruz.

Por su invaluable ayuda durante toda mi estancia en el posgrado, además por sus valiosos comentarios para enriquecer este trabajo.

A: Héctor Romero Hernández.

Por todas las facilidades otorgadas para poder culminar este trabajo.

A: Verónica Silva Concla

Por su apoyo incondicional en los momentos más difíciles de mi vida.

A: Miguel Ángel Marroquín García.

Por su invaluable ayuda durante toda mi estancia en el posgrado.

## INDICE.

	Pag.
Objetivo.	I
Objetivos particulares.	I
Introducción.	II
 <b>CAPÍTULO I</b>	 1
<b>1.- Antecedentes históricos y avances en el diseño y construcción de los sistemas de alcantarillado.</b>	<b>2</b>
1.1.- Antecedentes históricos generales.	2
1.2.- Evolución de los sistemas de alcantarillado en México.	4
1.3.- Avances de los sistemas de alcantarillado en México.	9
 <b>CAPÍTULO II</b>	 11
<b>2.- Tipología y conceptos básicos para el proyecto de sistemas de alcantarillado.</b>	<b>12</b>
2.1.- Tipos de sistemas.	12
2.2.- Elección del tipo de sistema.	13
2.3.- Partes que constituyen una red de alcantarillado.	14
2.4.- Requisitos que debe satisfacer un sistema de alcantarillado.	18
2.5.- Trazo de una red de alcantarillado.	20
2.6.- Clases de tuberías utilizadas.	23
2.7.- Descripción de las partes de una tubería.	24
2.8.- Pruebas a las que deben someterse las tuberías de concreto.	26
2.9.- Ventajas y desventajas que presentan las secciones circular y rectangular de una tubería de alcantarillado.	32
2.10.- Inspección y limpieza de una red.	33
 <b>CAPÍTULO III</b>	 34
<b>3.- Planeación de los servicios de alcantarillado y estudios previos al proyecto.</b>	<b>35</b>
3.1.- Planeación de los servicios de alcantarillado a nivel nacional o regional.	35

3.2.- Planeación o programación de un proyecto de alcantarillado.	40
3.3.- Estudios previos al proyecto.	43

## **CAPÍTULO IV** 46

<b>4.- Funcionamiento de una red de alcantarillado pluvial.</b>	<b>47</b>
4.1.- Clasificación de flujos.	47
4.2.- Precipitación pérdidas y escurrimiento.	52
4.3.- Estimación de caudales.	62
4.4.- Método Racional.	66
4.5.- Método Gráfico Alemán.	68
4.6.- Método de Road Research Laboratory (RRL).	72
4.7.- Método Chicago.	78
4.8.- Recomendaciones para la selección de los métodos.	79
4.9.- Selección del método adecuado para el análisis del sistema de atarjeas.	79
4.10.- Flujo en alcantarillas.	81
4.11.- Flujo en conductos cerrados.	81
4.12.- Flujo a presión.	81
4.13.- Flujo con sección parcialmente llena.	82
4.14.- Velocidades y tirantes en una red de alcantarillado.	82
4.15.- Normas y especificaciones de diseño.	83
4.16.- Diámetro mínimo de diseño de las tuberías.	84
4.17.- Velocidades permisibles de escurrimiento.	84
4.18.- Pendientes de diseño.	85
4.19.- Zanjas para la instalación de tuberías.	86
4.20.- Anchos de zanja.	86
4.21.- Profundidad de zanjas.	86

## **CAPÍTULO V** 89

<b>5.- Cálculo hidráulico de una red de alcantarillado pluvial.</b>	<b>90</b>
5.1.- Lugar del proyecto.	90
5.2.- Objetivo.	90
5.3.- Selección del método de diseño.	90
5.4.- Área de aportación.	91

5.5.- Conceptos para el cálculo hidráulico.	91
5.5.1.- Medición de la intensidad de lluvia (I) por medio de pluviógrafo.	91
5.5.2.- Expresiones analíticas de la intensidad de lluvia (I).	92
5.5.3.- Tiempo de retorno.	93
5.5.4.- Probabilidad de ocurrencia.	94
5.5.5.- Tabla de registros pluviométricos.	94
5.5.6.- Intensidad máxima probable según el Método de Gumbel.	94
5.5.7.- Obtención de los valores de las constantes "A" y "B" por el método de mínimos cuadrados.	98
5.5.8.- Cálculo del coeficiente "C" de escurrimiento.	101
<b>CAPÍTULO VI</b>	103
<b>6.- Proyecto de la red de drenaje mediante el Método Racional Americano.</b>	104
6.1.- Bases conceptuales del Método Racional Americano.	104
6.2.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento de proyecto.	108
6.3.- Obtención de la fórmula de intensidad de lluvia (mediante el Método de Gumbel).	108
6.4.- Datos básicos del proyecto.	117
6.5.- Cálculo de gastos pluviales.	117
<b>CAPÍTULO VII</b>	125
<b>7.- Comparación de flujo permanente y no permanente.</b>	126
7.1.- Efectos transitorios mediante el procedimiento de diferencias finitas.	126
7.2.- Método básico de diferencias finitas.	127
7.3.- Aplicación del método de diferencias finitas	133
7.4.- Análisis de tuberías trabajando a presión mediante la aplicación del programa travec.bas.	135
7.5.- Análisis y comparación de flujos a presión con flujos presurizados mediante la aplicación de la ranura de Priessmann.	143
7.6.- Comparación hipotética del funcionamiento hidráulico de la ranura de Priessmann y flujos a presión.	146



7.7.- Comparación hipotética del funcionamiento hidráulico del nivel piezométrico y flujos a presión.	148
<b>CAPÍTULO VIII</b>	155
<b>8.- Simulación de la red de drenaje mediante el programa Alcared 4.0 sin considerar pozos de visita.</b>	156
8.1.- Plano de simulación de red.	159
8.2.- Hidrogramas de la simulación de la red de drenaje.	162
8.3.- Tabla de cálculo hidráulico para alcantarillado pluvial por el método racional americano corregida mediante el cálculo de la simulación.	167
8.4.- Plano geométrico de red de drenaje mediante el cálculo de la simulación.	171
8.5.- Simulación de la red de drenaje mediante el programa alcared 4.0 considerando pozos de visita.	172
8.6.- Comparación de resultados de los sistemas de diseño para alcantarillado pluvial empleados en este trabajo.	179
<b>Conclusiones.</b>	182
<b>Anexos.</b>	194
<b>Referencias.</b>	236

## **Objetivo.**

Revisar el funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado pluvial diseñada mediante métodos tradicionales (flujo permanente, Método Racional Americano), así también con un método de diferencias finitas (flujo no permanente) con el objeto de evaluar las limitaciones que presentan los métodos actuales de diseño y de esta manera hacer recomendaciones de diseño hidráulico para el mejor funcionamiento de la redes de drenaje pluvial.

## **Objetivos particulares.**

- Determinar los conceptos básicos para la elaboración de proyectos de alcantarillado pluvial.
- Determinar los conceptos técnicos de funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado.
- Diseño de red de alcantarillado pluvial para el conjunto habitacional Valle del Molino, utilizando como método de diseño el Método Racional Americano (flujo permanente).
- Análisis específicos de tuberías de drenaje trabajando a presión.
- Comparación del tránsito de avenidas en flujo permanente y no permanente.
- Elaboración de simulaciones del tránsito de avenidas en redes de drenaje sin considerar pozos de visita y considerando pozos de visita (Flujo no permanente).
- Determinar la confiabilidad de los métodos de diseño actualmente empleados en las redes de drenaje en nuestro país y realizar las recomendaciones para mejorar el funcionamiento hidráulico de las redes de alcantarillado pluvial.

## **Introducción.**

### **El ambiente y la importancia de los sistemas de alcantarillado.**

#### **La protección del medio ambiente.**

El medio ambiente es el sistema exterior físico y biológico en el que viven el hombre y otros organismos. En él interactúan tres componentes principales: en la tierra, el agua y el aire. De la armónica relación entre el hombre y esos componentes depende la satisfacción de las necesidades del primero y la conservación de los segundos. La armonía; sin embargo, no siempre se ha dado una adecuada relación entre los problemas ambientales y que sean tan antiguos como el hombre; lo nuevo reside en su escala, en su intensidad y su complicación creciente que exige afrontarlos en sus propias y actuales dimensiones.

Antes el hombre era cazador y labrador y dependía de sus propias fuerzas para sobrevivir. Hoy es también industrial y tecnólogo y dispone de la ciencia y de la técnica que degradan los suelos y contaminan el agua y el aire. Desde otra perspectiva, el medio ambiente puede concebirse como un conjunto de sistemas abiertos en mutua y permanente interacción. En su escala más global, los océanos y la atmósfera combinan sus movimientos para crear el clima, y del clima dependen la flora y la fauna incluido el ser humano. La estructura y funcionamiento de los sistemas urbanos y rurales por otra parte, está determinada por la interacción entre el trabajo, la vivienda, el transporte y el esparcimiento. Los sistemas de suministro de agua se relacionan estrechamente con los de desecho de aguas residuales y así sucesivamente se vinculan todos o casi todos los sistemas naturales.

Ahora bien, si el medio ambiente es un sistema con múltiples relaciones entre sus componentes globales que afectan e involucran a todos, ¿De quién depende su protección y conservación? ¿Cuáles son las responsabilidades de

cada quién?

Al respecto pueden identificarse cuatro grupos de población a partir de su relación con los problemas ambientales.

a) El de la población en general, que abarca a todos los ciudadanos del mundo de cualquier país o región a la que pertenezcan y en que vivan.

b) El de los profesionales y técnicos, cuyos trabajos se relacionan directamente con el medio ambiente y disponen de conocimientos especializados. Incluye planificadores, ingenieros, arquitectos, economistas, sociólogos, ecologistas y en general, los estudiosos y expertos en el medio ambiente.

c) El de los políticos y gobernantes, que tienen a su cargo la conducción de los procesos de desarrollo y la toma de decisiones más importantes para normar la conservación del ambiente y protegerlo. Tienen en general menos conocimientos especializados y lo que de ellos se precisa, es una visión general y amplia de los problemas y sus consecuencias.

d) El de los científicos y profesores, que identifican o crean el conocimiento y lo difunden.

Estos grupos actúan entre sí en diversas formas. Los políticos y gobernantes toman las decisiones que directa e indirectamente determinan la política de protección y conservación del ambiente, pero están sujetos a la influencia del apoyo o falta de apoyo popular que les otorgan los ciudadanos y tienen que elegir entre las distintas opciones que les ofrecen los profesionales y los científicos.

Los profesionales llevan a cabo los planes y programas que han decidido adoptar e impulsar los dirigentes. Sin embargo, contribuyen a la toma de decisiones, puesto que han presentado las diferentes opciones y han señalado sus implicaciones. Dentro de sus respectivas actividades están en libertad de ser o no sensibles a los problemas del medio ambiente.

Los ciudadanos por su parte, a pesar de recibir y vivir sus efectos nocivos, en general desconocen la magnitud de cuestiones tales como: contaminación del agua y del aire; degradación de suelos; desertificación; destrucción de bosques y selvas, etcétera. Como es natural, viven obsesionados con sus problemas cotidianos y con su medio ambiente inmediato que padecen; con el hambre y la pobreza; con la carencia de agua y electricidad; con la basura; con las dificultades de vivienda y empleo; pero generalmente no comprenden las verdaderas causas de su malestar y muy pocas veces participan en su solución.

Todos los grupos enumerados están inmersos tanto en las causas que originan los problemas del medio ambiente, como con las implicaciones que tienen y, en consecuencia, en su prevención o en su remedio. Así, la protección y conservación del medio ambiente es una responsabilidad común de todos los seres humanos.

### **Importancia de los sistemas de alcantarillado**

Desde el punto de vista sanitario, las aguas negras y pluviales son desechos originados por la actividad vital de una población y por la lluvia. En su composición se encuentran sólidos orgánicos disueltos y suspendidos que son sujetos de putrefacción. También contienen organismos vivos como bacterias y otros microorganismos cuyas actividades vitales promueven el proceso de descomposición.

Los sistemas de alcantarillado resuelven en forma muy positiva el problema de alejamiento de aguas negras y pluviales, por medio de conductos o tuberías generalmente subterráneas que se encargan de recolectar las aguas de desecho y las transportan en forma segura y rápida, hasta el lugar de disposición final. Este lugar, en un proyecto correctamente concebido, deberá ser un sitio donde sea posible someterlas a un proceso de

tratamiento. Dicho tratamiento de las aguas residuales generalmente consiste en la oxidación de la materia biodegradable y tiene como propósito lograr su estabilización, para quitarles el poder nocivo que conllevan y disponer de ellas en forma segura, sin que causen peligros ni riesgos a la salud humana en caso de ser reutilizadas.

Una localidad enfrenta dos necesidades básicas en materia de alcantarillado: el desalojo de las aguas negras producidas tanto por la población como por las actividades industriales y comerciales que en ella se llevan a cabo, y el desalojo de las aguas pluviales (aquéllas que provienen de la lluvia, nieve y granizo).

La función primordial de un sistema de alcantarillado pluvial es eliminar rápida y eficazmente las aguas de lluvia que tienden a acumularse en las zonas bajas de las localidades, causando daños y molestias a la población.

La ubicación de los interceptores y la determinación de sus capacidades, son los problemas esenciales a resolver en un proyecto pluvial.

La ubicación de los interceptores es un problema de relativa sencillez de solución que corresponde a la planeación física del sistema, para lo cual, el ingeniero proyectista dispone de la topografía de la zona o área por drenar y de un conjunto de reglas prácticas, dictadas por el sentido común y la experiencia: los interceptores deben localizarse en el centro de las calles y sólo en casos especiales varía esta ubicación. No deben cruzar edificaciones o manzanas. Se tratarán de ubicar en las calles más bajas para facilitar hacia ellos el escurrimiento de las zonas más elevadas. Se intentará evitar la utilización de bombeos y aprovechar íntegramente la gravedad. Se procurará que las líneas sean lo más rectas posibles, sin inflexiones o vueltas para evitar la formación de contracorrientes y se buscará siempre el camino más corto para llegar al sitio de vertido.

En contrapartida la determinación de la capacidad de los interceptores y de

los demás componentes del sistema, son un problema más complicado de resolver, para lo que no existen reglas precisas a seguir. En teoría, es un problema hidráulico que requiere de mediciones y desarrollos analíticos para cada caso, en tanto no hay dos sistemas idénticos. Sin embargo, la solución de numerosos casos ha permitido concluir que los gastos por transportar y en consecuencia los diámetros de las tuberías (capacidad del sistema) son una función de las áreas de aportación de las aguas de lluvia; de la intensidad de la misma; de un coeficiente de escurrimiento o escorrentía que agrupa distintos factores como la permeabilidad, infiltraciones, evaporación y rugosidad de los materiales, y el tiempo de retorno de las lluvias que se elija para proteger a la zona y a sus habitantes de inundaciones frecuentes.

Todos estos factores de los que depende la capacidad de un sistema, han sido estudiados por diversos investigadores quienes desarrollaron, basados en proyectos específicos y experiencias concretas, distintos métodos para calcular la capacidad hidráulica de un sistema. En general, todos los métodos conocidos tienen fundamentos teóricos muy parecidos y difieren en la proporción en que relacionan los factores determinantes de la cantidad de agua de lluvia por desalojar.

En contrapartida, las aguas de lluvia son transitorias y su frecuencia e intensidad dependen del régimen de lluvia imperante en cada localidad. Sin embargo, en todos los casos pueden dirigirse mediante interceptores hacia lugares y usos más racionales sin pasarlas a través de costosas instalaciones de tratamiento.

Las aguas residuales que provienen de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la

mezcla de ellas, se producen en forma continua y aumentan en cantidad conforme la población crece y diversifica sus actividades socioeconómicas; producen enfermedades infecciosas, afectan la salud y el medio ambiente, y por tanto, deben ser tratadas antes de ser descargadas en ríos, lagos u otros cuerpos de agua, o de ser reutilizadas para la agricultura, riego de jardines u otras actividades.

La combinación de aguas residuales y pluviales encarece las obras necesarias para su manejo y desalojo en una localidad; dificulta los procesos de tratamiento y en general, impide su uso adecuado y eficaz de los recursos disponibles. Por esto es que desde el punto de vista social, económico y técnico, es recomendable atender los problemas de saneamiento y drenaje de una localidad por medio del Sistema Separado de Aguas Negras. Este método permite un manejo más racional de los costos involucrados, además de otorgar mayor prioridad a la salud y a la protección del medio ambiente.



**CAPÍTULO I**  
**ANTECEDENTES HISTÓRICOS Y AVANCES EN EL**  
**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS SISTEMAS DE**  
**ALCANTARILLADO.**

## 1.- ANTECEDENTES HISTÓRICOS Y AVANCES EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

### **1.1- Antecedentes históricos generales.**

El régimen arqueológico más antiguo de un sistema de alcantarillado se remonta a 5,000 años a. C. En las minas de Nippur, Sumeria, hay vestigios de un drenaje formado por arcos. El sistema era bastante extenso y recolectaba los residuos líquidos de los palacios y zonas residenciales de la ciudad. Posteriormente Merckel reporta el alcantarillado de Babilonia, en donde se alejaban por tuberías las aguas usadas arrastrando las materias fecales. Por otra parte, las exploraciones de Layard han revelado cloacas de grandes dimensiones construidas en bóvedas en Nínive y Babilonia que datan del siglo VII a. C.

En 1815 se permitió por primera vez la descarga de materias fecales en las alcantarillas de Londres.

En 1833 se permite la descarga de los residuos de letrinas a las alcantarillas de la ciudad de Boston, en Estados Unidos.

En 1824 en Inglaterra, se propone el empleo de tuberías para alcantarillas y el de sistemas separados. En ese mismo año, luego de que un incendio destruyó la sección "antigua" de la ciudad de Hamburgo, Alemania; se decidió reconstruirla de acuerdo con los modelos impuestos por las ideas modernas. El trabajo fue confiado a un ingeniero inglés, W. Lindley, quien diseñó un sistema de recolección de agua que incluyó muchas de las ideas

que se usan actualmente en ese tipo de obras. Desafortunadamente, las innovaciones de Lindley y su influencia en la salud pública no fueron reconocidas debidamente en su tiempo.

En 1847, se hizo obligatoria la descarga de materias fecales en las alcantarillas de Londres y se construyeron sistemas separados.

En 1848, el Parlamento inglés creó la "Comisión Metropolitana de Alcantarillado".

El cólera apareció en Londres durante el verano de 1848 y al final de 1849 se habían producido 14,600 muertes.

Una nueva epidemia se presentó en 1854, con una mortalidad de 10,625 personas. Gran parte de los afectados vivían cerca del pozo de la calle Borad y el estudio epidemiológico, debido a John Snow, permitió por primera vez demostrar la transmisión de enfermedades por el agua y su interrelación con la contaminación por heces fecales. Ello condujo al diseño y construcción de un sistema más adecuado de alcantarillado, mismo que se inició en 1855.

El sistema actual de alcantarillado de la ciudad de París, Francia; se construyó también como resultado de una epidemia de cólera en 1832.

Las alcantarillas de París se construyeron en grandes dimensiones; a todas se les daba una altura mínima de 1.65 m y un ancho no menor de 0.70 m, para que la limpieza fuera cómoda para el trabajador. Además, consideraban que todos los desechos, incluyendo basura, debían ir a dar a las cloacas para su transporte. A menudo se ensanchaba la parte superior de las alcantarillas para poder alojar las tuberías de agua, con objeto de poder inspeccionarlas más fácilmente y controlar las fugas, ya que el subsuelo de París está formado por terreno muy fracturado.

Hacia 1820 en Europa, se discutieron con amplitud los métodos para eliminar las materias fecales, analizándose la conveniencia de transportarlas en seco

o con la ayuda del agua, eligiéndose finalmente el método de transporte con agua.

Todavía existen algunas poblaciones europeas en que la eliminación de las materias fecales se hace por medio de su recolección y transporte en vehículos.

En 1857, Julius W. Adams construyó el sistema de alcantarillado de Brooklyn, Nueva York. En 1858 se diseñó el alcantarillado de Chicago.

En 1876, se autorizó un sistema de interceptores para Boston que fue el primer alcantarillado de grandes dimensiones en Estados Unidos.

En 1880, Waring construyó el alcantarillado de Memphis, a raíz de dos epidemias de fiebre amarilla que mataron a 2,000 personas en 1873 y 5,150 en 1878. Fue evidente en esos casos, la falta de conocimientos acerca de la transmisión de la enfermedad.

Probablemente el acontecimiento más importante en ese tiempo haya sido el envío de Rudolph Hering a Europa, para una investigación exhaustiva de los sistemas de alcantarillado. El reporte de Hering, dado a conocer en 1881, incluyó casi íntegramente la práctica actual de diseño y construcción de alcantarillados. El mismo Hering diseñó el alcantarillado de Baltimore que se terminó en 1915.

Sobre los países sudamericanos el antecedente histórico se remonta al año 1856 en que se construyó en Montevideo, Uruguay, el primer alcantarillado sanitario.

## **1.2.- Evolución de los sistemas de alcantarillado en México.**

En forma cronológica, la evolución de los sistemas de alcantarillado de la ciudad de México puede observarse en los siguientes datos históricos:

1450. Época precortesiana. Netzahualcóyotl, rey de Texcoco, por encargo de Moctezuma (rey azteca), diseñó y dirigió la construcción de un

albarradón de 16 kilómetros de longitud y cuatro metros de ancho para proteger a la gran Tenochtitlán del azote de las inundaciones y separar las aguas saladas.

1521. La Conquista. Como la capital azteca era una ciudad lacustre, la preocupación era contener las aguas y no crear un sistema para desalojarlas del valle. Sin embargo, durante el asedio de la ciudad por Hernán Cortés en 1521, se abrieron varios boquetes en el albarradón de Netzahualcóyotl para permitir el paso de las embarcaciones españolas.

1555. Virreinato. Las lluvias alertaron a las autoridades españolas sobre el grave problema de las inundaciones a la ciudad de México, por lo que en 1555 el virrey Luis de Velazco ordenó la construcción del albarradón de San Lázaro.

1604-1607. Colonia. Ocurren graves inundaciones provocadas principalmente por los escurrimientos del Río Cuautitlán que causaron numerosas muertes y daños materiales. Alarmado, el virrey Luis de Velazco ordenó que se procediera a construir un desagüe para la ciudad de México.

En noviembre de 1607 Enrico Martínez propuso la construcción del túnel de Nochistongo, mismo que fue concluido un año después. Su propósito era desalojar las aguas pluviales por el noroeste del valle de México. Sin embargo, por falta de revestimiento, el túnel se derrumbó en algunos sitios hasta que finalmente quedó inutilizado, por lo que se decidió sustituirlo por un tajo o zanja que se terminó después de 160 años de trabajo interrumpido por frecuentes derrumbes, inundaciones y problemas.

1626 y 1631. Se registraron grandes inundaciones en la ciudad de México en las que murieron cerca de 30,000 personas. Se ordena que el desagüe se haga en tajo para sustituir el socavón por una excavación abierta.

1783. El virrey don Matías de Gálvez ordenó la construcción de una atarjea en la calle de Palma.

1789. Se terminó la construcción, después de 158 años, del Tajo de Nochistongo.

1789-1794. El segundo conde de Revillagigedo Juan Vicente de Guemes mandó construir más de 12 km de atarjeas.

1803-1804. Alexander Von Humboldt, luego de inspeccionar las obras hidráulicas existentes, llegó a la conclusión de que había que completar el plan que Enrico Martínez propuso: drenar el valle con un gran canal de desagüe, pero la lucha de independencia pospuso ese ambicioso proyecto.

1822. Joel Poinsett que inspecciono el tajo de Nochistongo, observa: "las Paredes del canal están cavadas a pico, que constantemente se están derrumbando".

1823 Lucas Alemán expone "El único canal existente es el que se conoce con el nombre desagüe de Huehuetoca" y propone que se redimensione.

1856. Se aprobó el proyecto del ingeniero Francisco de Garay para la construcción del gran canal de desagüe y del túnel viejo de Tequixquiac, mismos que fueron terminados en 1900.

1879. El ingeniero Manuel M. Contreras, de la Comisión de Obras Públicas corrigió grandes defectos en las obras existentes, mejorando los canales interior y exterior.

1885. El ingeniero Gayol estudió la forma de mejorar el desagüe de la ciudad y las condiciones sanitarias de las casas. Sus estudios sirvieron de base para posteriores proyectos y construcciones.

1888. El ingeniero Gayol fue nombrado jefe de la Comisión de Ingenieros, encargado de resolver el problema de desagüe de la ciudad de México. Fuertes lluvias inundaron durante varios meses la ciudad, hecho que originó la instalación de la estación de bombeo en San Lázaro. Esto permitió que el nivel del agua descendiera hasta una cota tal, que fue posible la construcción de atarjeas definitivas y su utilización, aun antes de que éstas

fuesen terminadas.

1896. Se nombró la "Junta Directiva de Saneamiento" para la ciudad de México y como director al ingeniero Gayol.

1897. En marzo se construyó el primer colector y se profundizó el canal de la Merced.

1900. Se concluyeron las obras, con las modificaciones hechas por el ingeniero Luis Espinosa en 1879.

1901. Se expidió el primer código sanitario.

1901-1904. El Consejo de Salubridad convenció a la población sobre la necesidad de cambios sanitarios en las casas.

1930. Se concluyó el sistema de drenaje y saneamiento de la ciudad de México según el proyecto del ingeniero Gayol, consistente en un conjunto de tuberías que descargaban al gran canal y en el lago de Texcoco.

1940. Principia el segundo túnel de Tequixquiac obra que sería concluida en 1946.

1930-1951. El alcantarillado de la ciudad se fue haciendo inadecuado, tanto por insuficiente como por el hundimiento de la ciudad. Entre 1950 y 1951 se registraron inundaciones en el centro de la ciudad de México y en muchas de sus colonias.

1952. Se construyeron plantas de bombeo a lo largo del gran canal y en diversos puntos de la ciudad para el drenaje.

1953. El presidente de la República Adolfo Ruiz Cortines autorizó la creación de la Dirección General de Obras Hidráulicas. Se construyó la planta de bombeo en la Merced para el drenaje de dicha zona.

1954. Se inició la construcción de más de 150 km de colectores de 1.22 a 3.50 m de diámetro dentro del "Plan General para Resolver los Problemas del Hundimiento, las Inundaciones y el Abastecimiento de la Ciudad de México"; obra concluida en 1962.

1959. Se inició en septiembre la construcción del interceptor poniente.

1960. El 4 de julio finalizó la construcción del interceptor poniente, iniciada 10 meses atrás. Constaba de un conducto de 4.00 m de diámetro y 17 km de longitud, de los cuales 15 km fueron construidos en túnel.

1960. Se terminó el colector 15 que drenaría una zona mayor a la de cualquier otro colector de la ciudad.

1963. Se construyó la segunda etapa del interceptor poniente de 30 km de desarrollo.

1964. Se terminó el emisor del poniente (Vaso del Cristo a Laguna Zumpango).

1967-1975. Se construyó el interceptor y emisor central y una parte del interceptor del oriente (65 km de túneles),

1979. Se termina el entubamiento del Río Churubusco.

1980-1990. Continúan de manera ininterrumpida diversos trabajos de magnitud considerable que forman parte del sistema de drenaje profundo de la ciudad de México. El sistema es combinado, conduciendo tanto aguas de lluvia como residuales a través de una red primaria de 1,212 km de longitud y una secundaria de 12,326 kilómetros, con 66 plantas de bombeo, tanques de tormenta, cauces abiertos, ríos entubados, presas, lagunas y 93 kilómetros de drenaje profundo.

1992. Actualmente los sistemas de drenaje profundo y semiprofundo de la ciudad de México constituyen la columna vertebral de todo el sistema de desagüe. Constan de varios interceptores que fluyen hacia un mismo conducto para evacuar las aguas negras y pluviales. Por sus características de construcción y por la profundidad en que se encuentran, no son afectados por el hundimiento de la ciudad de México y operan por gravedad. La reseña histórica sobre el alcantarillado en general y sobre el de la ciudad de México en particular, ilustra el esfuerzo humano realizado para dotarse



de esta infraestructura básica. Sin embargo, en el caso de México, la magnitud de lo que falta por hacer es todavía muy grande y se percibe mejor cuando se toma conciencia de que al terminar el siglo XX, México es un país constituido por aproximadamente 200 ciudades medianas y grandes y cerca de 100,000 pequeñas localidades. Las primeras, sometidas a un proceso acelerado de crecimiento y concentración de la población que demanda nuevos servicios de drenaje y alcantarillado, y la segundas con una carencia casi absoluta de ellos que presentan, además, la casi insalvable dificultad de su dispersión territorial.

### **1.3.- Avances de los sistemas de alcantarillado.**

La tecnología para el diseño y construcción de alcantarillados ha tenido pocos cambios desde la construcción del sistema de Hamburgo, Alemania, en 1842 y sobre todo a partir del reporte de Haring en 1881. Los adelantos trascendentes han ocurrido en el campo del tratamiento de residuos, donde el desarrollo tecnológico ha sido espectacular a partir de la década de los años sesenta.

Con respecto a los alcantarillados, los avances más destacados pueden agruparse en cuanto al diseño, construcción, equipos y mantenimiento.

A) Relacionados con el diseño. Destaca el desarrollo de nuevas técnicas de cálculo en hidrología urbana y el empleo de computadoras para el diseño de alcantarillados con optimización económica empleando programación dinámica.

B) Relacionados con la construcción. Métodos modernos para la programación de tiempos de construcción y control de obras. Mejores equipos para excavación, perforación y compactación. Nuevos materiales para las tuberías. Empleo de rayos láser para el trazo de ductos, túneles y canales y empleo de sistemas hidráulicos de descarga integrados en el alcantarillado

para reducir el pico de avenidas.

C) Relacionados con equipos. Se dispone actualmente de mejores materiales y equipos más eficientes de bombeo. Se menciona el reciente empleo masivo de los equipos de tornillo. Equipos de medición más confiables y de simple operación, como la introducción de bocinas de ondas ultrasónicas y los medidores magnéticos con sistemas programados para la operación de los sistemas.

D) Relacionados con el mantenimiento. En este campo se han desarrollado múltiples y ventajosos dispositivos para limpieza, incluyendo circuitos cerrados de televisión y sistemas modernos para la prevención del ataque químico a las tuberías de concreto por la producción de ácido sulfhídrico.

**CAPÍTULO II**

**TIPOLOGÍA Y CONCEPTOS BÁSICOS PARA EL**

**PROYECTO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.**

## **2.- TIPOLOGÍA Y CONCEPTOS BÁSICOS PARA EL PROYECTO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.**

### **2.1.- Tipos de sistemas.**

Existen tres tipos de sistemas de alcantarillado que adquieren su denominación por la naturaleza de las aguas que transportan y para lo cual fueron expresamente proyectados:

- Sistema separado de aguas residuales.
- Sistema separado de aguas pluviales.
- Sistema combinado.

A) Sistema separado de aguas residuales. Es aquel que se diseña únicamente para recibir las aportaciones de aguas de desecho, tanto domésticas como industriales, con el fin de alejarlas de la localidad hasta un sitio adecuado y previamente seleccionado, donde serán tratadas para posteriormente verterlas a una corriente natural, o volver a usarlas en riego o en la industria.

B) Sistema separado de aguas pluviales. Es aquel que se proyecta exclusivamente para captar las aguas de lluvia, lo que puede lograrse de dos maneras: la primera, proyectando conductos por todas las calles de la localidad que se pretende atender con este servicio y auxiliándose de sus respectivas estructuras de captación (coladeras pluviales), para recibir las aguas de lluvia y conducir las hasta un sitio en que no produzcan molestias ni daños a la localidad. La segunda alternativa es proyectar sólo interceptores

para conducir las aguas de lluvia previamente capturadas por medio de estructuras de captación (coladeras pluviales), evitando así que se acumulen y tomen fuerza de arrastre, lo que causa molestias y daños a la comunidad.

C) Sistema combinado. Es aquel sistema de alcantarillado que sirve para captar y conducir por la misma red de conductos, tanto las aguas negras de desecho como las aguas de lluvia.

## **2.2.- Elección del tipo de sistema.**

Para elegir un sistema de alcantarillado es preciso analizar la mayor cantidad de factores que inciden en el problema a resolver, lo que permitirá justificar económica y técnicamente su elección.

Se toma en cuenta las necesidades de saneamiento de las poblaciones, la primera prioridad por atender será la de desalojar las aguas de desecho o aguas negras y, en segundo término, evitar los riesgos y molestias que causan las aguas de lluvia.

De acuerdo con las características económicas de la población y de las condiciones topográficas, se podrá optar por un sistema separado de aguas negras, un sistema pluvial, o uno combinado. Otros factores que intervienen en la elección son la necesidad y factibilidad de tratamiento de las aguas negras y las posibles exigencias de bombeos a la red.

Si la configuración topográfica de la población permite el desalojo superficial de las aguas de lluvia, es recomendable optar por el sistema separado de aguas negras.

Por otra parte, si la configuración topográfica no permite el desalojo de las aguas de lluvia en forma superficial y, además, el potencial económico de la población no puede absorber el costo de las obras de un sistema combinado o pluvial, entonces es pertinente proyectar primero el desalojo de las aguas negras por medio de un sistema separado que las conduzca hasta un sitio

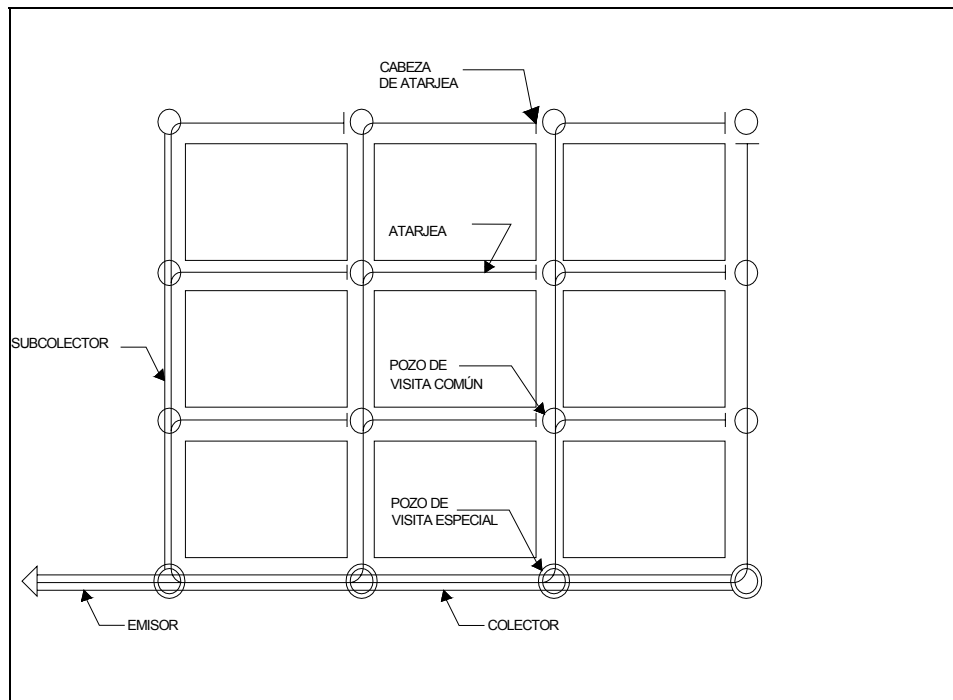
adecuado y fuera de la localidad, dejando para etapas posteriores la solución al problema pluvial.

### **2.3.- Partes que constituyen una red de alcantarillado.**

Un sistema de alcantarillado, ya sea que se trate de la conducción de aguas negras, pluviales o de ambas, consta de estructuras básicas y estructuras conexas. La disposición final de las aguas, si bien no es una estructura, se considera una parte del sistema porque de su forma, ubicación y correcta localización depende la eficacia global del sistema. No se cumple el propósito sanitario de la red de alcantarillado si la disposición final de las aguas es inadecuada, cuando se vierten por ejemplo, en arroyos o ríos que pasan aguas abajo, cerca de otras poblaciones a las que causarán daños y problemas. Similar situación se presenta cuando se usan para riego o en la industria sin el tratamiento previo.

Las plantas de tratamiento en estricto sentido también forman parte de los sistemas de alcantarillado: sin embargo, por sus características y complejidad de diseño y construcción, son objeto de proyectos específicos.

Tomando en cuenta lo anterior, las partes o estructuras básicas de una red de alcantarillado son las que se muestran en la figura 1 y se describen a continuación:



**Figura 1.**

**Partes de que consta un sistema de alcantarillado.**

A) Albañales. Se denominan así a los conductos que recolectan las aportaciones de aguas residuales de una casa o edificio y las entregan a la red municipal. Estos conductos se dividen en dos partes: a la primera se le denomina albañal interior y es la que se localiza dentro del predio, casa o edificio. A la segunda se le llama albañal exterior, porque se localiza del parámetro exterior de la casa o edificio al entronque con el conducto de la calle. Al conducto o albañal exterior también se le denomina descarga domiciliaria.

B) Atarjeas. Son las tuberías de diámetro mínimo dentro de la red, que se instalan a lo largo de los ejes de las calles de una localidad y sirven para recibir las aportaciones de los albañales o descargas domiciliares de las casas o edificios.

C) Subcolectores. Son los conductos que reciben las aportaciones de aguas residuales provenientes de las atarjeas y, por tanto, tienen un diámetro mayor. Sirven también como líneas auxiliares de los colectores.

D) Colector. Es la línea o conducto principal que se localiza en las partes bajas de la localidad. Su función es capturar todas las aportaciones provenientes de subcolectores, atarjeas y descargas domiciliarias para conducir las hasta la parte final de la zona urbana donde se iniciará el emisor.

E) Emisor. Es el conducto comprendido entre el final de la zona urbana de una localidad y el sitio de vertido o en su caso, planta de tratamiento. El emisor recibe sólo aportaciones de aguas residuales provenientes del colector o colectores, por lo que su función es transportar la totalidad de las aguas captadas por el resto de la red de alcantarillado.

F) Interceptor. Es un conducto abierto o cerrado que intercepta o desvía las aguas pluviales, aliviando problemas que ponen en peligro a la población.

G) Disposición final. Una vez sometidas a tratamiento, quitándoles su poder nocivo, las aguas residuales se podrán verter a corrientes naturales (arroyo, río, lago o mar) o en su caso usarlas para riego agrícola, riego de parques y jardines o canalizarlas hacia industrias.

Por otra parte, las estructuras conexas que permiten el funcionamiento de una red de alcantarillado, son las que se describen en los incisos (H) a (M) siguientes:

H) Pozos de visita. Son estructuras parecidas a chimeneas verticales construidas de tabique o cajas de concreto reforzado que se colocan sobre las tuberías. Tienen un acceso por la superficie de la calle, suficientemente amplio para dar paso a un hombre y facilitar que pueda maniobrar en su interior. Su forma generalmente es tronco cónica y sus funciones principales son la de proporcionar ventilación a los conductos, para evitar la acumulación de gases producidos por las aguas residuales, y la de facilitar las maniobras para limpieza de toda la red. Se localizan en los cruces de las calles, en cambios de pendientes o en la dirección de los ejes de las calles para seccionar un tramo demasiado largo.



Existen diferentes tipos de pozos o cajas de visita. Los más comunes se muestran en el cuadro 1.

**Cuadro 1.**

**Estructuras conexas de un sistema de alcantarillado.**

Tipo de estructura	Clasificación (Ex. S.R.H)	Simbología	En tubería hasta de:	Deflexión máxima en la tubería	Diám. máx. de conexión hasta de:
Pozo de visita común	VC - 624		20 a 61 cm ø	90°	61
Pozo de visita especial	VC - 1115		76 a 107 cm ø	45°	107
Pozo de visita especial	VC - 1191		122 cm ø	45°	122
Caja de unión	VC - 1188		76 a 107 cm ø		107
Caja de unión	VC - 1333		76 a 122 cm ø		107
Caja de unión	VC - 539		152 a 183 cm ø		122
Caja de unión	VC - 1187		152 cm ø		152
Caja de unión	VC - 1475		213 cm ø		122
Caja de unión	VC - 1551		152 a 300 cm ø	45°	
<b>Caídas</b>					<b>Altura máx. de caída</b>
Caja de caída adosada a pozo de visita	VC - 1224		20 a 25 cm ø		2.0 m.
Pozo con caída	VC - 1184		30 a 76 cm ø		1.5 m.
Pozo con caída escalonada	VC - 1610		91 a 244 cm ø		De 50 en 50 cm. hasta 2.5 m. en total

I) Caídas. Son estructuras que se utilizan para absorber un desnivel entre la unión de dos tuberías con el fin de ahorrar excavación o de disminuir una pendiente en la tubería para no rebasar la velocidad máxima permitida cuadro 1.

J) Estaciones de bombeo. Se diseñan para elevar las aguas de una zona a otra de la población, cuando por razones topográficas no es posible integrarlas al sistema general por gravedad.

K) Sifones invertidos y puente canal. Son estructuras que sirven para salvar el paso de una depresión fuerte.

L) Coladeras pluviales. Son estructuras de captación que permiten la entrada del agua de lluvia hasta el sistema de interceptores. Su localización se hará en lugares seleccionados que garanticen la captación de las aguas pluviales.

M) Caja derivadora. Son estructuras que se proyectan en un sistema combinado para inducir, en tiempos de secas, que las aguas negras se transporten por un conducto expresamente diseñado para ellas hasta la planta de tratamiento y, en tiempo de lluvias, las aguas combinadas se viertan directamente a una corriente o cuerpo de agua.

#### **2.4. - Requisitos que debe satisfacer un sistema de alcantarillado.**

Toda red de alcantarillado correctamente proyectada debe cumplir con los siguientes requisitos:

A) Localización adecuada. Los conductos de una red de alcantarillado deben instalarse coincidiendo con los ejes de las calles. Cuando la calle es muy ancha se localizan dos conductos, uno a cada lado próximos a las guarniciones de las banquetas.

La red deberá estar constituida por tramos rectos que encaucen las corrientes por el camino más corto hacia el lugar de vertido, evitando la formación de contracorrientes.

Los colectores deberán quedar alojados en las calles que tengan las elevaciones de terreno más bajas para facilitar el escurrimiento de las zonas elevadas hacia ellos.

Se procurará que los conductos de la red trabajen siempre a gravedad, evitando hasta donde sea posible el establecimiento de estaciones de bombeo que encarecen la construcción del sistema.

B) Seguridad en la eliminación. La eliminación de las aguas negras debe hacerse en forma rápida y sin causar molestias ni peligros a la comunidad, para lo cual deben cuidarse los siguientes aspectos:

i) Utilizar conductos cerrados para evitar que aparezca a la vista el repugnante aspecto de las aguas negras, y para resguardar al usuario de los malos olores producto de la putrefacción de las materias en ellas contenidas. La conducción en despoblado puede verificarse utilizando canal abierto, pero tan pronto como los límites de la zona se expandan hacia el sitio de vertido, es preciso construir el conducto emisor.

ii) Las pendientes de escurrimiento del agua dentro de los conductos deben ser tales que, en condiciones de velocidad mínima, no permita que se depositen las materias que llevan las aguas negras y en condiciones de velocidad máxima, no se produzca erosión de las tuberías ni dislocación de las mismas por desgaste de sus juntas.

iii) Los conductos deben estar fabricados con el material más apropiado y compatible con las condiciones económicas de la localidad, además de ser impermeables para evitar contaminaciones por filtraciones o fugas.

iv) Adecuada ventilación para evitar la acumulación de gases corrosivos o gases explosivos.

Los pozos de visita de la red sirven a este propósito y, por tanto, su localización y número deben decidirse con acierto para que el escape de los gases sea el más apropiado.

C) Capacidad suficiente. La red de alcantarillado debe proyectarse con suficiencia para conducir en condiciones de seguridad, el volumen máximo de aguas por eliminar, a fin de que el alejamiento sea rápido y no se provoquen estancamientos y por ende depósitos indeseables y daños.

D) Resistencia adecuada. Los conductos deben resistir los esfuerzos a que están sujetos, tanto interior como exteriormente, procurando que los

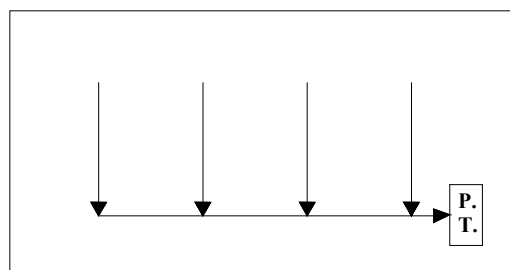
materiales utilizados en su construcción sean lo suficientemente impermeables para evitar fugas perjudiciales de aguas negras; además, deben resistir lo mejor posible el ataque corrosivo de los gases emanados de las aguas negras.

E) Profundidad apropiada. La profundidad de instalación de los conductos de la red, debe ser suficiente para evitar rupturas ocasionadas por el efecto de cargas vivas, además de asegurar la correcta conexión de las descargas domiciliadas y garantizar un buen funcionamiento hidráulico.

F) Facilidades para la limpieza e inspección. Es imposible que una red de alcantarillado se conserve limpia por sí sola, ya que las materias en suspensión tienden a sedimentarse y a adherirse a las paredes de los conductos, aun cuando la velocidad del agua sea superior a los límites mínimos. Por tanto, es necesario inspeccionarla y desazolvarla periódicamente para conservar los conductos en las mejores condiciones de funcionamiento hidráulico.

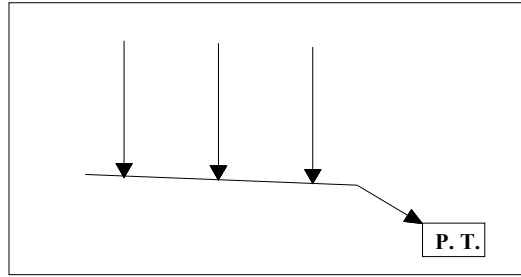
## 2.5.- Trazo de una red de alcantarillado.

Dependiendo de la configuración topográfica de la localidad, el trazo de las líneas principales de un sistema de alcantarillado puede tener alguna de las variantes que se muestran en las figuras 2 a 6.



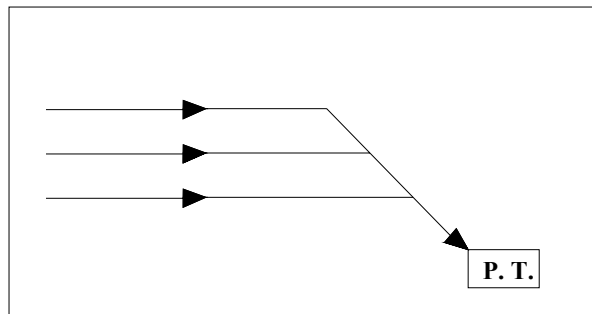
**Figura 2.**

**Trazo perpendicular o transversal.**



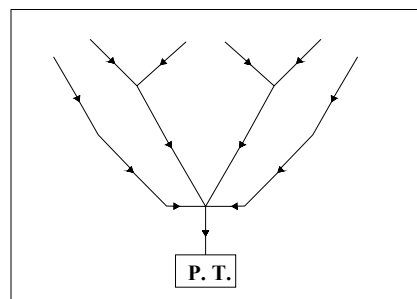
**Figura 3.**

**Trazo transversal con derivación lateral.**



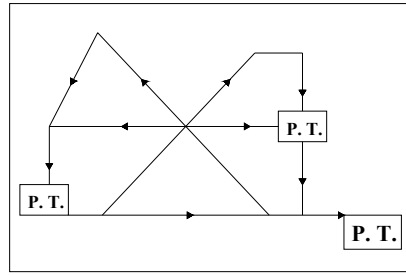
**Figura 4.**

**Trazo longitudinal o en gradas.**



**Figura 5.**

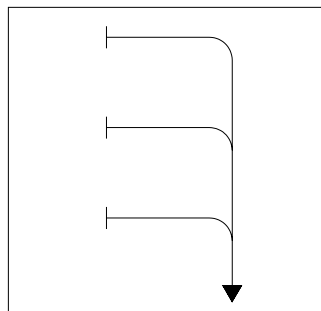
**Trazo de abanico.**



**Figura 6.**

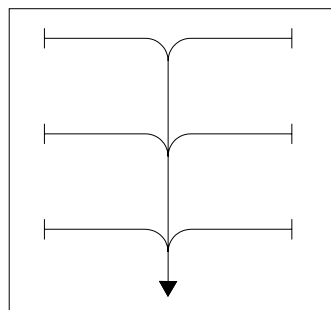
**Trazo radial.**

Una vez que se han trazado las líneas principales del colector, subcolector y emisor, se definen las atarjeas. Su localización estará de acuerdo con la planeación general de la red y se proyectarán desde los límites de la zona por sanear, hasta los colectores y subcolectores, siguiendo el recorrido más adecuado y rápido. Para las atarjeas pueden utilizarse los trazos en forma de peine, doble peine o bayoneta que se muestran en las figuras 7 a 9.



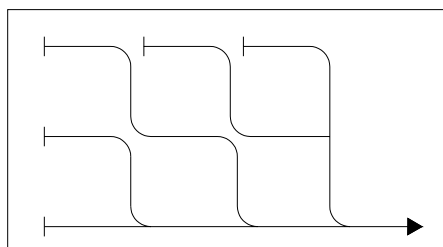
**Figura 7.**

**Atarjea en peine.**



**Figura 8.**

**Atarjea en doble peine.**



**Figura 9.**  
**Atarjea en bayoneta.**

## **2.6.- Clases de tuberías utilizadas.**

Las tuberías empleadas en un sistema de alcantarillado se clasifican según el tipo de material con el que fueron construidas y serán utilizadas de acuerdo con las condiciones topográficas y geohidrológicas del terreno en la zona de proyecto. Los distintos tipos de tubería se describen a continuación.

A) Tuberías de concreto simple. Son las más económicas y las que más comúnmente se usan en la construcción de redes de alcantarillado. Los diámetros generalmente empleados son: 15, 20, 25, 30, 38 y 45 cm.

B) Tuberías de concreto reforzado. Se refuerzan con dos juntas entrelazadas de varilla calculadas para resistir la presión de trabajo. Los diámetros más empleados son 61, 76, 91, 107, 122, 152, 183, 213 y 244 cm. Para diámetros superiores se construyen (cuelan) en el sitio.

C) Tubería de barro vitrificado. Estas tuberías se construyen en diámetros pequeños (20 a 30 cm) por tener un costo más elevado en comparación con las tuberías de concreto simple. Se usan en casos donde la pendiente es muy fuerte, porque admiten mayores velocidades. Su coeficiente de rugosidad es menor que el de las tuberías de concreto simple, son más resistentes a la erosión y ofrecen una buena impermeabilidad además de una tersura suficiente para un escurrimiento en las mejores condiciones.

D) Tuberías de asbesto cemento. Esta clase de tuberías por su alto costo se usa en pocos casos, siendo uno de los principales cuando se requiere que el

agua freática no se infiltre. Esta tubería está fabricada con una pasta de asbesto portland, sus juntas son muy herméticas y también son empleadas en sifones para cruces de ríos y otros casos especiales.

E) Tuberías de acero y fierro fundido. El uso de estas tuberías es muy limitado. Son tuberías que tienen el inconveniente de ser altamente vulnerables a la corrosión. Se usan en cruces de ríos o arroyos como puentes canal y se construyen en todos los diámetros. Sus costos son elevados.

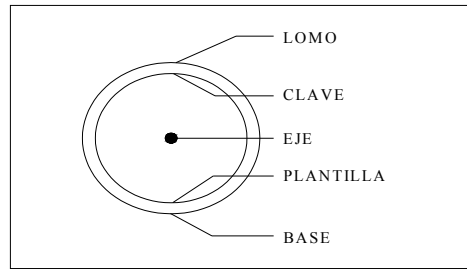
F) Tuberías de P.V.C. Son tuberías de policloruro de vinilo. Material plástico que pertenece al grupo de los termoplásticos, caracterizados por la particularidad de recuperar sus propiedades físicas cada vez que son sometidos a la acción del calor. Por su alto costo se usan en casos específicos en los alcantarillados, existiendo solamente diámetros de 15, 20, 25, 30 y 45 cm.

G) Tuberías de PEAD. Tuberías fabricadas en polietileno de alta densidad, sus juntas son herméticas y de fácil instalación.

## **2.7.- Descripción de las partes de una tubería.**

En la sección de un tubo de alcantarillado se identifican cinco partes esenciales: El Lomo representado por la parte superior; La Clave o punto más elevado del perímetro interior; El Eje o Línea horizontal de mayor amplitud, La Plantilla, arrastre hidráulico o punto más bajo del perímetro interior y La Base o punto más bajo de la tubería figura 10.

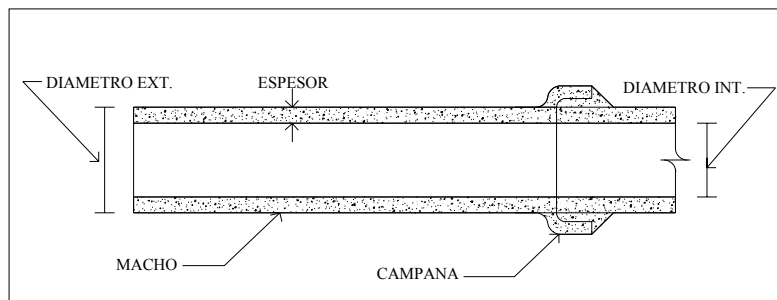




**Figura 10.**

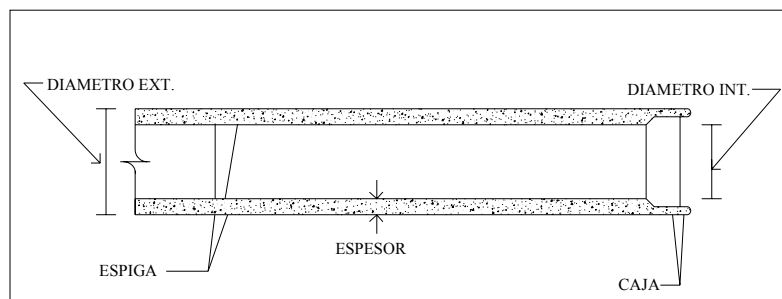
**Partes de un tubo de alcantarillado.**

En un corte longitudinal de concreto simple o reforzado se identifican el espesor o grosor de la tubería, los diámetros exterior o interior, la campana o parte que sirve para unir un tubo con otro y el macho o superficie de descanso. En una tubería de concreto reforzado se identifican, además, la espiga y la caja figuras 11 y 12.



**Figura 11.**

**Partes de una tubería de concreto simple.**



**Figura 12.**

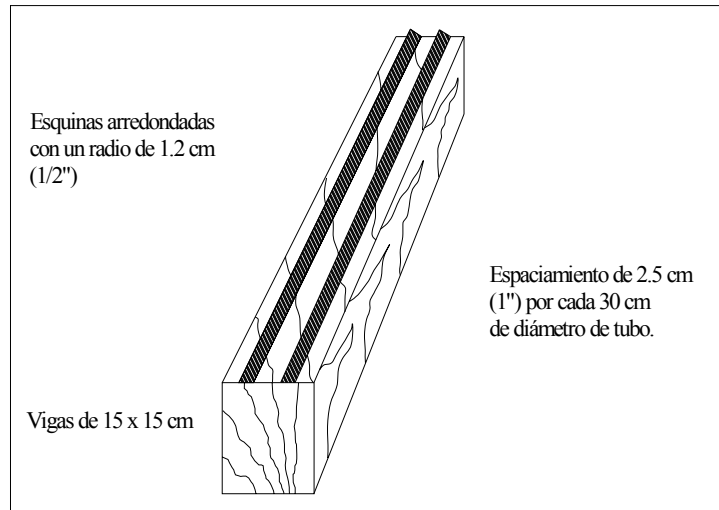
**Partes de una tubería de concreto reforzado.**

## **2.8.- Pruebas a las que deben someterse las tuberías de concreto.**

Al construirse una red de alcantarillado debe verificarse la calidad de sus tuberías, tanto de concreto simple como reforzado, pues cualquier falta puede traducirse en su agrietamiento o rotura, lo que aparte de ocasionar un funcionamiento deficiente, será un grave peligro de contaminación para el agua conducida por la red del sistema de agua potable de la localidad. Por estas razones, a las tuberías de concreto se les efectúan las pruebas de resistencia al aplastamiento; de absorción y de permeabilidad.

Para realizar estas pruebas en los tubos de concreto simple, se escogerán al azar 3% de los tubos para formar un lote representativo; de éste se tomará la tercera parte para efectuar las pruebas correspondientes, teniendo cuidado que dichos tubos no presenten fracturas ni grietas que afecten el resultado de las pruebas a que son sometidos. Además, se comprobará que los tubos designados se sujetan a las medidas indicadas para ellos.

A) Prueba de resistencia al aplastamiento. Método de apoyo en tres aristas, El método consiste en colocar el tubo por probar sobre la viga de apoyo inferior, según se muestra en la figura 13, a la que previamente se le pone una pasta de yeso entre las dos tiras de madera; esto se hace con el fin de dar un apoyo homogéneo entre las tiras de madera y el tubo.

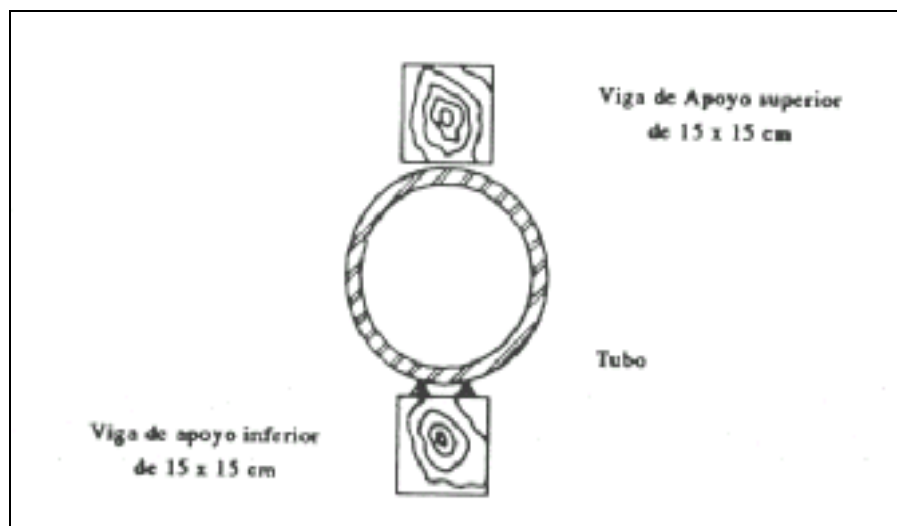


**Figura 13.**

**Viga de apoyo inferior para la prueba al aplastamiento de tuberías de concreto.**

El tubo se colocará cuando la pasta de yeso aún se encuentre en estado plástico.

El apoyo superior será igualmente una viga de madera de 15 x 15 cm, según se muestra en la figura 14.



**Figura 14.**

**Pruebas de tuberías de concreto.**

Al igual que en la parte inferior, se deberá recibir la tubería con pasta de yeso para que apoye uniformemente contra la viga superior.

En todos los casos, en este tipo de pruebas la campana deberá quedar fuera del área de compresión, no debiendo recibir ésta, carga alguna.

Cuando el yeso haya fraguado, se aplicará la carga al apoyo superior en un punto distante del extremo liso del tubo que sea precisamente la mitad de su longitud, con el fin de que la carga se reparta uniformemente.

En tubos de concreto simple se aplicará una carga a razón de 1,000 kg/ml y por minuto aproximadamente, o por incrementos no mayores de 50 kg respetando la condición anterior.

Antes de efectuarse la prueba de resistencia al aplastamiento, deberá verificarse que el manómetro que indica la carga aplicada se encuentre correctamente calibrado y que contenga su aguja de arrastre.

La resistencia al aplastamiento determinada por el método de apoyo en tres aristas, no deberá ser menor que la indicada en el cuadro 2 para tubos de concreto simple.

**Cuadro 2.**

<b>Resistencia al aplastamiento en tuberías de concreto reforzado.</b>	
<b>Diámetro interior (cm)</b>	<b>Resistencia mínima kg/m</b>
<b>20</b>	<b>1931</b>
<b>25</b>	<b>2082</b>
<b>30</b>	<b>2232</b>
<b>38</b>	<b>2604</b>
<b>45</b>	<b>2967</b>

Para tuberías de concreto reforzado deberá observarse y anotarse la carga que produzca una grieta de 0.25 mm y, posteriormente, aplicar la carga final de ruptura. Los valores que se obtengan no deberán ser menores a los indicados en el cuadro 3.

<b>Cuadro 3.</b>		
<b>Resistencia al aplastamiento en tuberías de concreto reforzado</b>		
<b>Diámetro interior (cm)</b>	<b>Carga que produce una grieta de 0.25 mm (mg/ml)</b>	<b>Carga final (kg/ml)</b>
61	2976	4470
76	3720	5553
91	4464	6655
107	5208	7835
122	5952	9835
152	7440	11130
183	8928	13400
213	10416	15500
244	11904	17870

Si al efectuar la prueba a la compresión, algunos de los tubos no cumplen con la resistencia mínima, deberá realizarse una nueva prueba de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

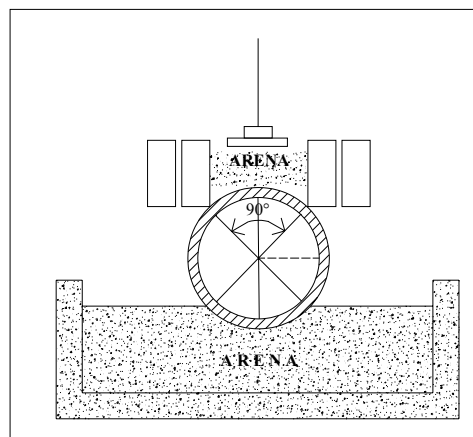
Por ciento de la resistencia requerida	Número de tubos para la prueba
Entre 91 % y 100 %	Tres
Entre 81 % y 90 %	Dos
Entre 71 % y 80 %	Cuatro
Inferior a 70 % (aun cuando sea un solo tubo)	Se rechazan todos los tubos del lote

Si la totalidad de los tubos en la prueba llenan los requisitos especificados, el lote será admitido; si uno solo falla nuevamente se rechazará todo el lote.

#### **Método de apoyo en arena.**

Este método consiste en colocar el tubo en un cajón de arena que pase por la malla No. 4, quedando apoyado 90° de la circunferencia; en la parte superior se cubre con arena retenida en un marco de madera resistente.

Sobre la arena se coloca una placa de metal para distribuir la carga uniformemente. La carga se aplica en el centro geométrico de la placa superior por medio de un motor, o bien usando un inyector conectado a un gato hidráulico como se ilustra en la figura 15.



**Figura 15.**

#### **Pruebas al aplastamiento en tuberías de concreto simple por el método de apoyo en arena.**

B) Prueba de absorción. Para la prueba de absorción de agua, las muestras que se usan son fragmentos de tubo probado al aplastamiento, mismos que deben tener de 100 a 150 cm<sup>2</sup> de superficie aproximadamente; deben tener una forma cuadrada y estar libres de grietas, raspaduras o bordes astillados. Antes de proceder a la prueba, se señalan con un plumón con la misma marca que tiene el tubo del cual proceden.

La secuencia para el cálculo de la absorción es la siguiente:

- Las muestras se secan en un período de 24 horas en un horno a 110°C.
- Enseguida se procede a pesar, obteniéndose así el peso seco.
- Después se colocan en un recipiente, apretadas con alambre para evitar los choques o frotamientos; se cubren con agua destilada o de lluvia y se calientan hasta la ebullición durante cinco horas, luego de lo cual se deja enfriar el agua a temperatura ambiente.

Durante un minuto se escurren las muestras a las cuales se les seca la humedad superficial por medio de una franela o papel secante y se procede inmediatamente a pesarlas de nuevo (peso del material saturado).

La absorción debe calcularse como un porcentaje del peso inicial seco. Los resultados de cada muestra individual se anotan separadamente con aproximación de 0.5 g y se toma el promedio de los resultados de las muestras del lote.

Es decir;

$$\% \text{absorción} = \frac{Ph - Ps}{Ps} \% \quad (1)$$

Donde:

Ph    Peso del material saturado

Ps    Peso del material seco

La cantidad de agua absorbida no deberá exceder 9% del peso inicial de la muestra seca.

C) Prueba de permeabilidad. Esta prueba se efectúa colocando los tubos en una superficie plana e impermeable, con la campana hacia arriba y la parte inferior sellada con pasta de yeso.

Una vez fraguado el yeso se procede a llenar el tubo con agua hasta el fondo de la campana. Durante los siguientes diez minutos el tubo no deberá presentar fugas.

No se consideran fallas las gotas que permanezcan adheridas a la superficie del tubo.

## **2.9.- Ventajas y desventajas que presentan las secciones circular y rectangular de una tubería de alcantarillado**

### **A) Sección circular**

Ventajas:

- Mantener un perímetro constante y, por tanto, utilización de una menor cantidad de material.
- Velocidad máxima a tubo lleno y medio tubo.
- Facilidad de construcción en el lugar y en las fábricas y/o talleres.
- Fácil manejo, sobre todo, en su colocación.
- Facilidad para manufacturar con materiales metálicos.

Desventajas:

- Se requiere instalar a una profundidad apropiada para protegerla de los efectos de las cargas vivas.
- Especial cimentación en terrenos malos (arcilla especialmente), plantilla de concreto simple o pedacera de tabique.

### **B) Sección rectangular**

Ventajas:

- Facilidades de construcción.
- Se utilizan para grandes gastos de alcantarillado pluvial.
- Útiles cuando el terreno es plano o tiene poca pendiente.
- Puede servir como piso de rodamiento, ya que se diseña para soportar las cargas vivas.

Desventajas:

- Inconveniente de los ángulos, que son lugares en donde se acumulan los azolves de la corriente.



- Cuando el gasto es muy pequeño se extiende en la plantilla del ducto, ocasionando mal funcionamiento hidráulico.

## **2.10.- Inspección y limpieza de una red.**

Para mejorar la eficiencia, facilitar la inspección y conservar un sistema de alcantarillado, es conveniente disponer siempre de planos actualizados de la red donde puedan localizarse rápidamente las zonas con problemas.

La inspección periódica de la red es una tarea que debe formar parte de los programas regulares de conservación. Deben inspeccionarse albañales, atarjeas, pozos de visita, colectores, subcolectores, etcétera.

Las inspecciones permitirán conocer el estado de limpieza, las condiciones estructurales y sobre todo el funcionamiento hidráulico de los sistemas de alcantarillado.

Los trabajos de limpieza se llevan a cabo por medios manuales o mecánicos o la combinación de ambos. Por ejemplo: en las alcantarillas es muy común la remoción de azolves mediante máquinas y herramientas tales como:

- Varilla flexible con sus respectivos tirabuzones.
- Chiflones de agua a gran presión.
- Malacates manuales o mecanizados.
- Camiones con mecanismos de succión.

Es muy importante y benéfico, desde el punto de vista de la eficiencia y de la economía de los sistemas de alcantarillado, que el organismo encargado de conservación capacite debidamente al personal para obtener su máximo rendimiento con el uso más racional del equipo y herramientas disponibles. Asimismo, es útil la elaboración de manuales de conservación y mantenimiento preventivo y correctivo.

**CAPÍTULO III**  
**PLANEACIÓN DE LOS SERVICIOS DE**  
**ALCANTARILLADO Y ESTUDIOS PREVIOS AL**  
**PROYECTO.**

### **3.- PLANEACIÓN DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO Y ESTUDIOS PREVIOS AL PROYECTO.**

#### **3.1.- Planeación de los servicios de alcantarillado a nivel nacional o regional.**

En su sentido más amplio, se utiliza el concepto de planeación para referirse al conjunto de técnicas y métodos que permiten organizar, jerarquizar y otorgar una secuencia temporal a las acciones o actividades que realiza un gobierno, una empresa, una familia o una persona para lograr ciertos fines que juzga convenientes o deseables de alcanzar, a partir de cierta disponibilidad de recursos.

La planeación tiene, además, una connotación dinámica y no estática, por lo que en la actualidad se reconoce como un proceso en el que se van revisando y ajustando las actividades involucradas, para lograr los objetivos deseados al menor costo posible.

En general, la planeación entendida como un proceso comprende cinco grandes etapas interdependientes: diagnóstico y pronóstico, formulación, ejecución, evaluación y reformulación.

La planeación también incorpora la dimensión espacial y temporal. En este sentido existe una planeación nacional, regional y local, y horizontes de tiempo de largo plazo (10 o más años), mediano plazo (5 ó 6 años) y corto plazo (1 ó 2 años).

Concebida como un proceso amplio y general, tanto el concepto de

planeación como sus actividades y técnicas de análisis son útiles para atender y resolver las necesidades de saneamiento ambiental de un país, una región o una localidad.

Para el caso concreto de los sistemas de alcantarillado de un país o una región, la aplicación de los conceptos señalados tiene la siguiente secuencia:

A) Diagnóstico y pronóstico. Comprende la identificación, descripción y caracterización de el o los problemas sanitarios a resolver (diagnóstico) y el planteamiento de lo que pasaría en caso de no tomar medidas para atenderlos (pronóstico).

Cuando se trabaja a nivel de un país o una región, el diagnóstico y el pronóstico significan plantearse y resolver, entre otras, las siguientes interrogantes:

¿Cuáles son las necesidades de alcantarillado del país o región en estudio?, ¿cuántas localidades requieren de servicio?, ¿qué características tienen?, ¿cuáles tienen los problemas más severos y urgentes?, ¿cómo será el desarrollo urbano futuro?, ¿cuáles son los recursos disponibles y necesarios para atenderlos?

La respuesta a este tipo de preguntas confirmará el diagnóstico de la situación actual de los servicios.

Inmediatamente después, deberán plantearse otra clase de preguntas asociadas a las primeras como las siguientes: ¿Qué pasará si no se atienden los problemas existentes en ciertos plazos? ¿Cuáles serán los efectos sobre la salud y el bienestar de la población? ¿Cuáles son las tendencias del crecimiento demográfico y urbano? ¿De qué tamaño será el problema sanitario del país o región dentro de algunos años? Para entonces, ¿podrán resolverse? ¿Se contará con los recursos necesarios? ¿Puede posponerse su solución? Similarmente al diagnóstico, las respuestas a este tipo de preguntas Permitirá conformar el pronóstico de la situación actual, lo que

será esencial para justificar la necesidad de emprender acciones a corto, mediano y largo plazo.

B) Formulación. En la secuencia adoptada en este capítulo para la presentación del proceso de planeación aplicado al saneamiento ambiental, la formulación es la segunda etapa de este proceso. Al igual que en el diagnóstico, la formulación puede ser nacional, regional y local.

Para el nivel nacional y regional, la formulación tiene un sentido amplio y general. Se trata de estudiar y formular las soluciones posibles a las necesidades de saneamiento del país o región, de acuerdo con ciertos horizontes de tiempo, clasificando en orden de prioridad los estudios, proyectos y obras por realizar. En este caso, se precisan objetivos y metas a corto, mediano y largo plazo, por ejemplo: atender con servicios de alcantarillado a 60% de la población radicada en las cincuenta ciudades más importantes del país; se definen políticas tales como: las obras de alcantarillado serán financiadas con recursos aportados por el Gobierno Federal, en 50%, 30% con aportaciones estatales y 20% con aportaciones de los futuros usuarios, en especie o mediante trabajo voluntario.

Finalmente se formulan los programas a realizar. Esto incluye la identificación precisa de las localidades por estudiar, los proyectos a formular y las estimaciones de costos con base en anteproyectos. Todo esto distribuido en el tiempo y ordenado por prioridades.

Al conjunto de objetivos, metas, estrategias, políticas, programas y proyectos, se le denomina plan.

Generalmente la elaboración de un plan es una actividad gubernamental, aunque para ciertas partes del plan puede recurrirse a la consultaría privada. El plan o los planes gubernamentales se formulan para un período de gobierno o para plazos más cortos de uno o dos años.

En México existe una Ley General de Planeación que obliga al Poder

Ejecutivo Federal y a sus dependencias, a presentar ante el Congreso de la Unión (compuesto por las cámaras de Senadores y Diputados) un Plan Nacional de Desarrollo en los primeros seis meses de que se inicia un nuevo gobierno. Las distintas dependencias gubernamentales también están obligadas a presentar sus planes de acción sectorial. Además, la propia ley indica que cada año se deberán presentar planes o programas anuales. Así, puede observarse que la denominación del plan dependerá de su alcance y cobertura temporal y territorial.

En realidad no existe un plan único e inamovible, Existe un conjunto de planes que son interdependientes entre sí y se formulan, evalúan y reformulan periódicamente. A este conjunto de planes se le denomina Sistema Nacional de Planeación.

Para el caso de los servicios sanitarios o más general aún, para los problemas ambientales, podrían existir, en un Sistema Nacional de Planeación maduro y eficiente, los siguientes planes y programas:

Normas Oficiales Mexicanas, Normas Oficiales Ecológicas. El Instituto Nacional de Ecología y la Comisión Nacional del Agua han expedido en forma coordinada tres Normas Oficiales Mexicanas para la prevención y control de la contaminación del agua.

Plan Nacional de Desarrollo. Define los grandes objetivos nacionales en materia política, económica y social, así como las estrategias y políticas para alcanzarlos.

Plan Nacional Sectorial. Para cada uno de los sectores en que se organiza la actividad económica, definen los objetivos, metas, estrategias, políticas, programas y principales proyectos. Por ejemplo, Plan Nacional de Turismo; Plan Nacional de Comunicaciones y Transportes; Plan Nacional Agropecuario; Plan Nacional de Saneamiento Ambiental, etcétera.

Planes Nacionales Subsectoriales. Definirían las grandes líneas de actuación

gubernamental en materias específicas como: Plan Nacional de Agua Potable y Alcantarillado. A estos planes también se les denomina programas.

Planes Estatales de Desarrollo. Son el equivalente, a nivel estatal, del Plan Nacional de Desarrollo.

Planes Estatales Sectoriales. Son el equivalente, a nivel estatal, de los Planes Nacionales Sectoriales.

Planes Estatales Subsectoriales o Programas Estatales Específicos. Para una entidad federativa definen los propósitos y medios para alcanzarlos, en materias tales como: saneamiento ambiental, agua potable y alcantarillado, etcétera.

C) Ejecución. Elaborado el plan o los planes y/o programas, la siguiente etapa del proceso general de planeación es la ejecución del plan.

Como su nombre lo indica, en esta etapa del proceso se ponen en marcha y "ejecutan" las actividades previstas en el plan. Esto se concreta mediante el ejercicio de las inversiones previstas, la realización de obras y proyectos, la puesta en práctica de las políticas diseñadas, como por ejemplo: la definición y cobro de tarifas por servicios, etcétera.

D) Evaluación. En la evaluación se revisa y juzga la marcha del plan. Se trata de una actividad discontinua en el tiempo que se realiza periódicamente, cada año o cada dos años por ejemplo, en la que se analizan los aspectos positivos y negativos que influyeron en la ejecución del plan, para proceder a su replanteamiento o reformulación.

E) Reformulación. La última etapa del proceso de planeación es la reformulación del plan. Se sustenta en los trabajos previos de evaluación y en nuevos elementos y estudios de diagnóstico que permiten reorientar el plan. Por ejemplo, el plan original de un gobierno pudo haber previsto realizar cierto tipo de inversiones en ciertos plazos, sobre la base de que se supuso que se podría disponer de los recursos financieros necesarios porque

habrá expectativas de que el petróleo las haría posibles. Sin embargo, la demanda petrolera o los precios internacionales disminuyeron y, por tanto, los ingresos gubernamentales no fueron los previstos. En estas circunstancias se replantea o reformula el plan para ajustarlo a las nuevas condiciones y pronósticos.

### **3.2.- Planeación o programación de un proyecto de alcantarillado.**

Cuando se trata de atender las necesidades sanitarias de una localidad, el proceso de planeación descrito para un país o región, puede simplificarse a tres grandes etapas: diagnóstico y pronóstico, formulación o planeación del proyecto y ejecución del proyecto. A continuación se describen cada una de estas etapas.

A) Diagnóstico y pronóstico. Cuando se trata de una localidad a la que existe la intención de dotarla de una red o sistema de alcantarillado, el diagnóstico y pronóstico tendrá que plantearse en los siguientes términos:

¿Hay una solicitud de servicios? ¿La población lo está demandando? ¿Se justifica por qué se perciben problemas sanitarios y de salud? ¿Cuál es la situación actual? ¿Se trata de un sistema enteramente nuevo, de una obra de rehabilitación o de una ampliación a la red existente? ¿Cuáles son las características de la población y de la localidad en cuanto a nivel socio-económico, topografía, materiales existentes, etcétera? ¿Puede esperar la atención de sus problemas sanitarios? ¿Cuál es su crecimiento demográfico? ¿Hay otros problemas que requieren atención más inmediata, como el de agua potable, por ejemplo? La respuesta a estas interrogantes se apoya en los estudios previos realizados en apartados anteriores. Una presentación ordenada y adecuadamente sustentada puede ser definitiva para tomar la decisión de continuar adelante y formular el proyecto de alcantarillado y programar su construcción o, por el contrario, un diagnóstico y un pronóstico mal formulado puede llevar a concluir que debe posponerse el proyecto

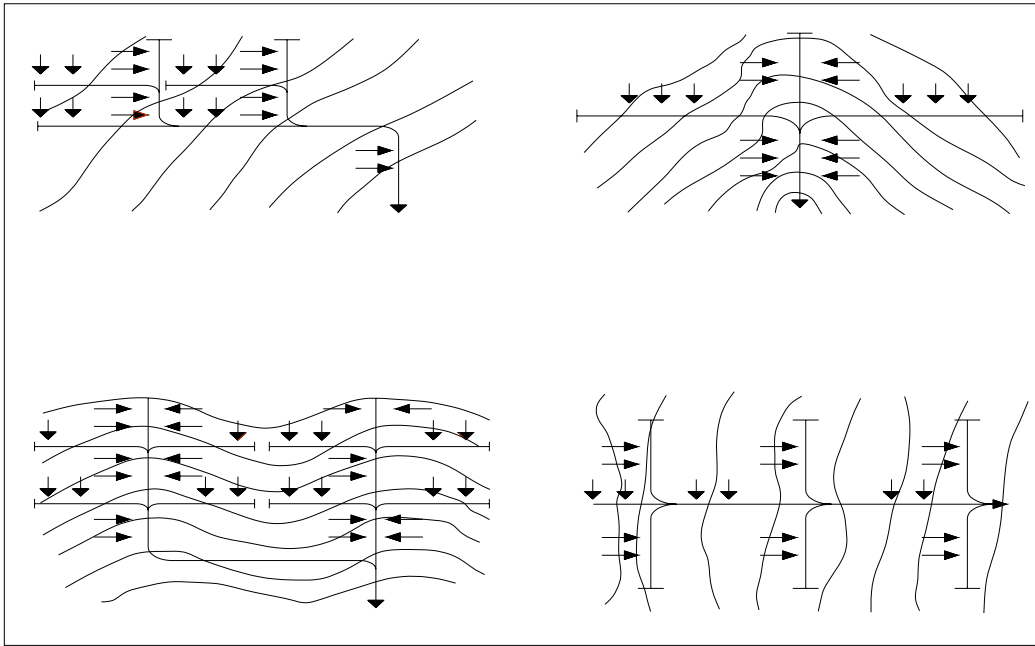


o bien sobredimensionarlo o subestimarlos.

B) Formulación o planeación del proyecto. Al nivel de una localidad se requiere de un proyecto específico. La formulación como actividad o etapa del proceso de planeación, adquiere expresiones más concretas que para el caso de un país o una región. Se trata de identificar las soluciones posibles al problema del alcantarillado de esa localidad, mediante la elaboración de uno o varios anteproyectos dependiendo del tamaño y la complejidad del futuro sistema.

Tomando en cuenta los estudios previos y especialmente el levantamiento topográfico, se desarrolla el anteproyecto, estudiando los posibles trazos de la red de alcantarillado incluyendo la dirección que tomará la conducción de las aguas negras o pluviales, así como la ubicación de atarjeas, subcolectores, colector(es), emisor y la identificación del posible sitio de vertido.

En la figura 16 se muestran diferentes alternativas de trazo, dependiendo de la topografía.



**Figura 16.**

**Planeación de un sistema de alcantarillado: diferentes trazos de red al nivel de anteproyecto.**

En realidad, cuando se trabaja en la elaboración de un proyecto específico, la formulación como etapa del proceso general de planeación, se refiere a la forma de organizar y ordenar las actividades que se deben realizar para planear el proyecto. Por esta razón, el trabajo de planeación del proyecto no termina con el planteamiento de las diferentes alternativas de trazo, sino que estos trazos deben compararse, identificar sus ventajas y desventajas, determinar sus costos preliminares, las posibles exigencias de operación y mantenimiento, y definir el anteproyecto más viable y recomendable, desde el punto de vista técnico y económico.

Elegido el anteproyecto de mínimo costo, se programan los estudios faltantes, la elaboración del proyecto definitivo ejecutivo y las etapas de construcción, de acuerdo con los recursos humanos, materiales y financieros disponibles y las inversiones por realizar.

C) Ejecución del proyecto. En la terminología utilizada, en la ejecución del

proyecto se refiere a su elaboración y no a su construcción. La elaboración de un proyecto de alcantarillado, incluyendo sus normas, técnicas, y procedimientos de diseño y cálculo.

- Estudio.
- Planeación o programación del proyecto.
- Diseño y cálculo.
- Construcción.

Ahora bien, desde el punto de vista del proceso de planeación descrito previamente, la única diferencia conceptual es que la etapa de planeación o programación del proyecto se asocia al estudio de alternativas y a la selección del anteproyecto más viable y, la etapa de diseño y cálculo es la ejecución del proyecto. En otras palabras, es la etapa en que se desarrolla el proyecto ejecutivo, incluyendo todas y cada una de las definiciones y cálculos necesarios para su construcción definitiva.

### **3.3.- Estudios previos al proyecto.**

La formulación de un proyecto de alcantarillado requiere de estudios e investigaciones previas, tanto de campo como de gabinete, que permitan al ingeniero proyectista concebir con la mayor amplitud de criterio la solución o soluciones posibles a los problemas sanitarios de una localidad.

De la cantidad y calidad de información previa que se obtenga y de su selección y procesamiento, dependerán las características, eficiencia y costos del proyecto futuro.

Las investigaciones de campo y los estudios de gabinete previos, deberán realizarse con la mayor seriedad y responsabilidad, pues de ellos depende que las distintas fases o etapas de la formulación del proyecto, se realicen con eficacia y se justifiquen técnica y económicamente.

Los estudios básicos previos al proyecto son: el de población o demográfico;

el topográfico; el geológico y el de climatología e hidrología.

A) Estudio de población o demográfico. La determinación de las características de la población y su proyección futura, son los aspectos más importantes del análisis demográfico.

Las características de la población se obtienen por métodos de observación directa, encuestas, estudios demográficos previos y del análisis e interpretación de las estadísticas disponibles. Para propósitos de un proyecto sanitario interesa conocer la población actual, la densidad de población por zonas y sus características generales como estructura por edades y nivel general de ingreso. Las investigaciones de campo deben aprovecharse también para captar las características de vivienda y la existencia de actividades industriales y artesanales que contaminen o tengan riesgo de contaminación.

Para el proyecto, la determinación de la población futura es el dato más importante, pues de su realista estimación dependerá la capacidad del sistema de alcantarillado.

La población futura se calculará por medio de uno o varios de los métodos matemáticos y lógicas de proyección conocidos, como son: los métodos aritmético, geométrico, extensión gráfica, de Malthus y el de áreas y densidades. Para juzgar y evaluar los resultados obtenidos por estos métodos se cuenta, para el caso de México, con las proyecciones de población urbana del Banco de México; del Consejo Nacional de Población y del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), que resultan muy útiles para los casos de ciudades medianas y grandes. En localidades de pequeño tamaño casi siempre deben formularse proyecciones propias.

En todos los casos de proyección de población es deseable contar con los datos censales de tres o cuatro décadas anteriores y una versión lo más actualizada posible de la población actual. Las proyecciones de población se

formulan para determinar la población de proyecto, la que a su vez está condicionada por el periodo económico de proyecto, concepto que será tratado en apartados posteriores.

B) Estudio topográfico. Son el conjunto de datos obtenidos en el campo y operaciones y cálculos realizados en gabinete, que se plasman gráficamente en un plano elaborado a una escala determinada y que sirven para proyectar sobre el sistema de alcantarillado.

De un correcto levantamiento topográfico del terreno que refleje con precisión sus puntos principales, alturas, detalles y curvas de nivel, dependerá el proyecto.

C) Estudio geológico. El estudio geológico de la localidad o zona de proyecto es básico para conocer el tipo de subsuelo y los materiales que lo componen a distintas profundidades. La forma más recomendable de llevarlo a cabo es mediante sondeos exploratorios en puntos seleccionados del terreno; obtener muestras representativas de los materiales y clasificarlos según su clase en I o A, II o B y III o C, que reflejen sus características principales y el tipo de excavación que será necesaria posteriormente.

D) Estudio de climatología e hidrológica. Tiene como propósito recabar los datos de precipitación, escurrimiento, vientos y temperatura que resultan indispensables para un proyecto de alcantarillado. Si el proyecto que se diseña es para conducir o captar las aguas pluviales, el estudio climatológico adquiere mayor importancia y deberán obtenerse los registros pluviográficos de las estaciones meteorológicas existentes en la localidad o en los lugares más cercanos, para conocer las intensidades de lluvia máximas anuales.

**CAPÍTULO IV**  
**FUNCIONAMIENTO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO**  
**PLUVIAL.**

#### **4.- FUNCIONAMIENTO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.**

A continuación se describen los conceptos básicos de ingeniería hidráulica que intervienen en los cálculos de diseño de redes de drenaje.

##### **4.1.- Clasificación de flujos.**

La identificación del tipo de una conducción es esencial para el diseño de redes ya que algunos métodos solo se pueden aplicar a ciertas condiciones del flujo o han sido desarrolladas para casos o intervalos específicos.

- Funcionando como conducto. Una red de alcantarillado pluvial puede estar formada por conductos abiertos, cauces naturales y conductos cerrados. El flujo del agua en los conductos abiertos y cauces naturales solo puede darse con superficie libre (formándose una interfase agua-aire); en cambio, en los conductos cerrados el flujo del agua puede ser con superficie libre (sección transversal parcialmente llena) o a presión (sección transversal llena).

En el diseño de una red de alcantarillado se recomienda que los conductos cerrados o tuberías trabajen con superficie libre como si fueran canales. De esta forma se aprovecha al máximo la capacidad de conducción de las tuberías y se evita que entren en carga (o funcionen a presión), ya que esto puede provocar que el agua escape del sistema y brote en las calles ocasionando molestias y daños.

Dado que es conveniente que una red de alcantarillado funcione como superficie libre, en adelante se dará mayor énfasis a los conceptos relativos al flujo con superficie libre.

- Tiempo. Si los tirantes, velocidades y gastos del flujo, correspondientes a cualquier sección transversal de la canalización, son constantes con respecto al tiempo, el flujo se denomina permanente, en caso contrario se le llama no permanente.
- Distancia. Cuando un flujo, los tirantes, las velocidades y los gastos en cualquier sección transversal a lo largo del canal son iguales, el flujo es uniforme, de otra forma es no uniforme o variado.

En caso de que los tirantes y las velocidades cambien abruptamente en distancias cortas, tal como sucede en el salto hidráulico, el flujo se considera rápidamente variado. En la mayoría de las ocasiones, el flujo es gradualmente variado, pues las velocidades y los tirantes en cada sección varían poco a poco a lo largo de la conducción.

Existen casos en que un canal descarga un gasto a otro canal por medio de un vertedor lateral o de fondo. El flujo que se da en el tramo del canal donde funciona el vertedor es gradualmente variado, pero también se le considera espacialmente variado porque el gasto cambia con la distancia.

- Fuerzas predominantes en el movimiento del fluido. El flujo del agua en una tubería en un canal o sobre una superficie puede ser clasificado de acuerdo a la distribución de velocidades y a la naturaleza de las trayectorias de las partículas del agua. En ambos se manifiestan fuerzas debidas a la viscosidad del fluido y a su inercia, pero en la mayoría de los flujos de agua encontrados en la práctica dominan las fuerzas inerciales.



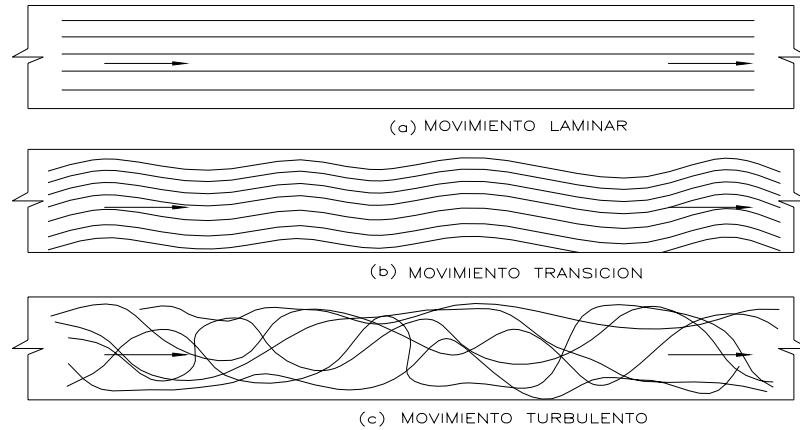
Cuando dominan las fuerzas debidas a la viscosidad del fluido, el flujo se denomina laminar porque las partículas del agua parecen desplazarse en pequeñas capas con trayectorias suaves. En cambio, cuando las fuerzas generadas por la gravedad o inercia de flujo tienen mayor influencia, se le denomina turbulento debido a que las partículas siguen trayectorias irregulares y aleatorias. Entre ambos, existe un intervalo al cual se le denomina transición.

En la mayoría de los análisis usuales del flujo en tuberías y canales, el flujo será turbulento. La definición del tipo de flujo (laminar, de transición o turbulento), se basa en el parámetro adimensional conocido como el número de Reynolds, el cual relaciona fuerzas de inercia con las viscosas como:

$$R_e = \frac{VL}{\nu} \quad (2)$$

Donde:  $R_e$  es el número de Reynolds (adimensional),  $V$  es la velocidad media del flujo (m/s),  $L$  es una longitud característica (m) y  $\nu$  la viscosidad cinemática del fluido. (m<sup>2</sup>/s). La longitud característica es el diámetro  $D$  de tuberías a presión, y el radio hidráulico  $R_h$  en condiciones con superficie libre.

En la figura 17 se muestran estos tipos de flujos mediante las trayectorias que siguen las partículas del fluido.



**Figura 17.**

**Esquema de Reynolds sobre la transición en tubos: a) baja velocidad, movimiento laminar; b) movimiento de transición; c) alta velocidad, movimiento turbulento.**

Por otro lado, también se puede notar que a medida que la velocidad del fluido aumenta, el flujo cambia de laminar a transición y a turbulento.

La definición del tipo de flujo se hace con respecto a los intervalos del número de Reynolds que se muestra en el cuadro 4.

**Cuadro 4.**

Cosificación de flujos.		
Tipo de flujo	Tipo de conducción	
	Tuberías	Canales
Laminar	$R_e < 2000$	$R_e < 500$
Zona crítica	$2000 < R_e < 4000$	$500 < R_e < 12500$
Transición	$4000 < R_e < 10^4$	-
Turbulento	$10^4 < R_e$	$12500 < R_e$

El flujo turbulento con superficie libre puede dividirse en tres subtipos de acuerdo al comportamiento hidráulico del flujo con respecto a las paredes del conducto. Si los efectos de la viscosidad del fluido tienen mayor influencia que la rugosidad del conducto, el flujo es con pared

hidráulicamente lisa. En caso contrario se le llama flujo con pared hidráulicamente rugosa, y entre ambos existe un intervalo de transición.

Para determinar el subtipo en flujo turbulento se plantea que:

$$v_* = \sqrt{gR_h S_f} \quad (3)$$

Donde  $v_*$  es conocida como la velocidad al cortante (m/s),  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ),  $R_h$  es el radio hidráulico en (m) y  $S_f$  es la pendiente de fricción.

Conocida la velocidad al cortante, puede evaluarse el siguiente parámetro:

$$\frac{kv_*}{\nu} \quad (4)$$

Siendo  $k$  la altura promedio de las irregularidades existentes en las paredes de una conducción (m), denominada como rugosidad equivalente, y  $\nu$  la viscosidad cinemática del agua.

Si el parámetro definido por la ecuación (4) es menor a 4, el flujo es con pared hidráulicamente lisa; si se encuentra entre 4 y 100, se encuentra en el intervalo de transición entre pared lisa y rugosa y por último, si es mayor a 100 se trata de un flujo con pared hidráulicamente rugosa (Chaudhry, 1993).

En la mayoría de los flujos que se encuentran en la práctica, el flujo será turbulento con pared hidráulicamente rugosa por lo que se podrán utilizar las fórmulas desarrolladas para tales condiciones.

- Nivel de energía. El flujo del agua con superficie libre se clasifica de acuerdo al nivel de energía contenido en el propio flujo. Así, pueden establecerse tres tipos de flujo: subcrítico, crítico o supercrítico. Para diferenciarlos se emplea el parámetro adimensional conocido como el número de Fraude:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gY}} \quad (5)$$

Donde  $F_r$  es el número de Fraude,  $V$  es la velocidad media del flujo (m/s),  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ) y  $Y$  es el tirante hidráulico (m).

La ecuación anterior representa una relación entre las fuerzas debidas a la inercia (numerador) y la gravedad (denominador). Si ambas son iguales,  $F_r = 1$ , y el flujo se define como crítico. En caso de que dominen las fuerzas debidas a la inercia del flujo ( $F_r > 1$ ), el flujo es supercrítico, y por último, si tienen mayor influencia las fuerzas debidas a la gravedad ( $F_r < 1$ ), el flujo es considerado como subcrítico.

#### **4.2.- Precipitación, pérdidas y escurrimiento.**

La precipitación es el proceso que se presenta cuando el agua cae de la atmósfera a la superficie de la tierra, tal proceso se presenta como lluvia, nieve y granizo.

La magnitud de los escurrimientos superficiales esta ligada a la magnitud de la precipitación para estimar los gastos de diseño que permiten dimensionar las obras de drenaje.

La medición de la precipitación se ha llevado a cabo principalmente con aparatos climatológicos conocidos como pluviómetros y pluviógrafos. Ambos se basan en la medición de una lámina de lluvia (mm), la cual puede interpretarse como la altura del nivel del agua que se acumularía sobre el terreno sin infiltrarse o evaporarse sobre un área unitaria. La diferencia entre ambos es que el primero mide la precipitación acumulada entre cierto intervalo de tiempo de lectura (usualmente de 24 horas), y el segundo registra en una gráfica la altura de lluvia acumulada de acuerdo al tiempo, lo cual resulta más útil para el ingeniero encargado de diseñar obras de drenaje.

La ventaja de usar los registros de los pluviógrafos con respecto a los pluviómetros radica en que se pueden calcular intensidades máximas de lluvia para duraciones predeterminadas, que posteriormente pueden ser transformadas a gastos de diseño para estructuras de drenaje.

La intensidad de lluvia y la duración son dos conceptos asociados entre sí. La primera se define como la altura de lluvia acumulada por unidad de tiempo (mm/h) y la segunda es simplemente un intervalo de tiempo en minutos.

#### **a) Intensidad de lluvia y duración.**

Dado que la lluvia varía con el tiempo, la intensidad de lluvia depende del intervalo de tiempo considerado o duración. Para calcular la intensidad de lluvia es preciso conocer el pluviograma de una tormenta. A partir de éste, puede definirse una duración, por ejemplo de 10 minutos, para ubicar en él algún segmento de curva dividida entre la duración predefinida convertida en horas dará como resultado la intensidad de lluvia para dicha duración en ese intervalo de tiempo particular. En este caso interesa localizar el segmento de curva con mayor desnivel o pendiente, con lo cual se podrá obtener la intensidad máxima de lluvia para la duración planteada en una tormenta en especial.

#### **b) Distribución espacial y temporal de la lluvia.**

La lluvia es variable en el tiempo y en espacio. Por esta razón es recomendable que se instalen un número suficiente de pluviógrafos y conviene colocar ambos instrumentos por si llegara a fallar el pluviógrafo aunque se disponga de la lectura del pluviómetro.

La variación espacial de la lluvia se puede comprobar a partir de la comparación de los registros de lluvia de pluviómetros y pluviógrafos. Por

otra parte la variación temporal de la lluvia es fielmente representada en los pluviógrafos.

Los estudios de drenaje se basan en el análisis de los registros de precipitación de una o varias estaciones climatológicas, dependiendo del tamaño de la cuenca en estudio. Sin embargo, debido a que las lecturas disponibles son diferentes en cada estación, deben seguirse ciertos procedimientos para utilizar la información disponible en el diseño.

Por otro lado las pérdidas se definen como la diferencia entre volumen de agua que se precipita en una cuenca y el que escurre por su salida. En general las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas y en los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra), la evaporación o la infiltración. Además de que en la práctica es difícil separar estos cuatro componentes, la porción mas considerable de las pérdidas está dada por la infiltración, por lo que se acostumbra calcularlas conjuntamente bajo este nombre.

La infiltración juega un papel de primer orden en la relación lluvia-escorrimento y, por lo tanto, en los problemas de diseño y predicción asociados a la dimensión y operación de obras hidráulicas. En general, el volumen de infiltración es varias veces mayor que el de escurrimento durante una tormenta dada, especialmente en cuencas con un grado de urbanización relativamente bajo.

### **c) Descripción del proceso de infiltración.**

El proceso de infiltración puede describirse de la siguiente manera:

Considérese un área de suelo suficientemente pequeña, de modo que sus características (tipo de suelo, cobertura vegetal, etc.), así como la

intensidad de la lluvia en es espacio puedan considerarse uniformes, aunque la última cambie en el tiempo.

Supóngase que, al inicio de una tormenta, el suelo está de tal manera seco que la cantidad de agua que puede absorber en la unidad de tiempo (es decir, su capacidad de infiltración) es mayor que la intensidad de la lluvia en esos primeros instantes de la tormenta. Bajo estas condiciones, se infiltra toda la lluvia.

En esta parte del proceso las fuerzas producidas por la capilaridad predominan sobre las gravitatorias. Al avanzar el tiempo, si la lluvia es suficientemente intensa, el contenido de humedad del suelo aumenta hasta que su superficie alcanza la saturación. En este momento se empiezan a llenar las depresiones del terreno, es decir, se originan charcos y comienza a producir flujo sobre la superficie. A este instante se le llama tiempo de encharcamiento.

Después del tiempo de encharcamiento, si la lluvia sigue siendo intensa, las fuerzas capilares pierden importancia frente a las gravitatorias, pues el contenido de humedad del suelo aumenta y la capacidad de infiltración disminuye con el tiempo. Además, bajo estas condiciones, la infiltración se hace independiente de la variación en el tiempo de la intensidad de la lluvia, en tanto que ésta sea mayor que la capacidad de transmisión del suelo.

Bajo las condiciones anteriores, la capa saturada (que en tiempo de encharcamiento era muy delgada y estaba situada en la superficie del suelo) se ensancha a medida que su límite inferior, denominado frente húmedo, baja. Entonces, dado que una vez una mayor parte del suelo está saturada, las fuerzas capilares pierden importancia paulatinamente hasta que llega un momento, en que al estar todo el medio saturado el movimiento del agua se produce sólo por la acción de la gravedad y la capacidad de infiltración se hace constante.

La descripción anterior es, de rigor, válida solamente para una columna de suelo homogénea donde el nivel freático esté muy profundo; sin embargo, se verifica con una precisión aceptable en la mayoría de los casos prácticos.

Si después del tiempo de encharcamiento la tormenta entra en un periodo de calma, es decir, su intensidad disminuye hasta hacerse menor que la capacidad de infiltración, el tirante de agua existente sobre la superficie del suelo, de haberlo, disminuye hasta desaparecer y el agua contenida en los charcos también se infiltra, y en menor grado se evapora.

Cuando ya no hay agua sobre la superficie del terreno, el contenido de humedad de las capas de suelo cercanas al frente húmedo se difunde, haciendo que dicho frente avance hacia arriba hasta que la superficie deja de estar saturada. Posteriormente, la lluvia puede volver a intensificarse y alcanzar otro tiempo de encharcamiento repitiéndose todo el ciclo descrito.

#### **d) Factores que afectan la capacidad de infiltración.**

La forma precisa en que se realiza el proceso descrito depende de un gran número de factores, entre los que destacan:

- a) Textura del suelo.
- b) Contenido de humedad inicial.
- c) Contenido de humedad de saturación.
- d) Cobertura vegetal.
- e) Uso del suelo.
- f) Aire atrapado.
- g) Lavado de material fino.
- h) Compactación.
- i) Temperatura, sus cambios y diferencias.



#### **e) Métodos empíricos para determinar la infiltración.**

- 1.- Criterio de la capacidad de infiltración media.
- 2.- Criterio del coeficiente de escurrimiento.
- 3.- Criterio del United Status Soil Conservation Service (USSCS).
- 4.- Criterio del índice de precipitación antecedente.
- 5.- Criterio de los números de escurrimiento.

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre una vez que (una parte ha sido interceptada y evaporada) sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. Conviene dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo.

#### **f) Fuentes de los diferentes tipos de escurrimiento.**

El flujo sobre el terreno, junto con el escurrimiento en corrientes forman el escurrimiento superficial, una parte del agua de precipitación que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él. A esta parte del escurrimiento subsuperficial y la parte que se infiltra hasta niveles inferiores al freático, se denomina escurrimiento subterráneo.

De los tres tipos de escurrimiento, el superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo. El escurrimiento subterráneo es el que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca (puede tardar años en llegar), y, en general, difícilmente se le puede relacionar con una tormenta particular, a menos que la cuenca

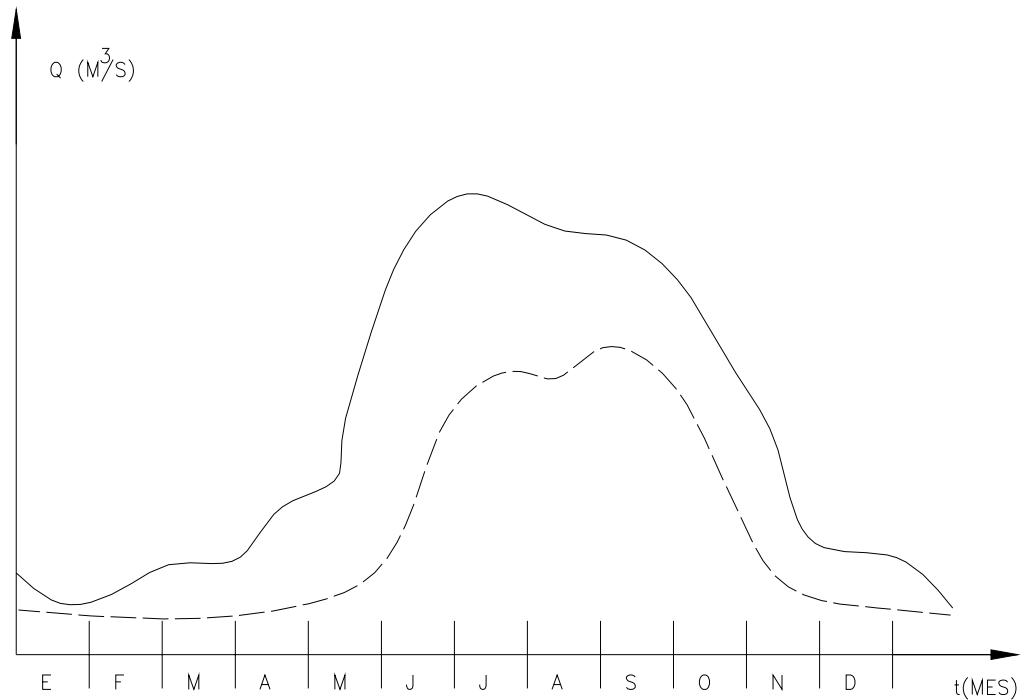
sea demasiado pequeña y su suelo muy permeable. Debido a que se produce bajo el nivel freático, es el único que alimenta a las corrientes cuando hay lluvias y por eso se dice que forma el escurrimiento base.

El escurrimiento subsuperficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; por ello es difícil distinguirlo de los otros dos. Cuando es relativamente rápido se le trata junto con el escurrimiento superficial, y cuando es relativamente lento se le considera parte del subterráneo.

La clasificación anterior, aunque ilustrativa, no deja de ser arbitraria. El agua puede comenzar su viaje hacia la corriente como flujo superficial e infiltrarse en el camino, terminado como escurrimiento subsuperficial o subterráneo. A la inversa, el escurrimiento subsuperficial puede emerger a la superficie si en su camino se encuentra con un estrato muy permeable que aflora en una ladera. Lo importante en realidad es la rapidez con que una cuenca responde a una tormenta, pues esto es lo que determina la magnitud de correspondientes avenidas.

#### **g) Hidrogramas y sus análisis.**

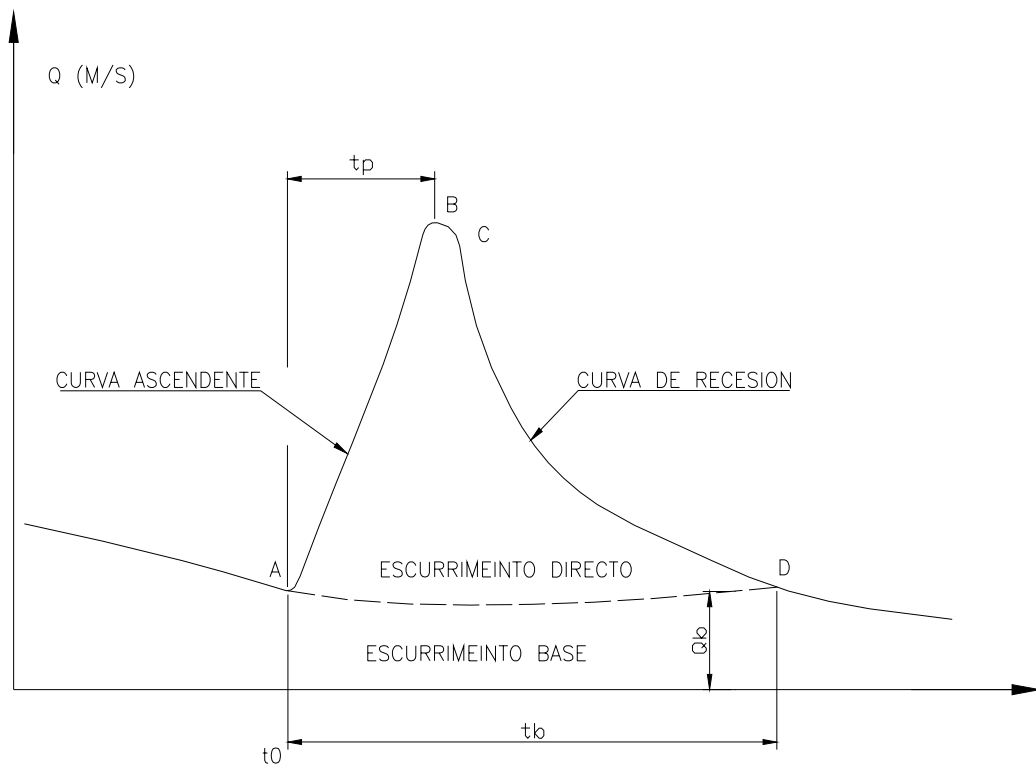
Si se mide el gasto (que se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante todo un año por una determinada sección transversal de un río y se grafican los valores obtenidos contra el tiempo, se obtendría una gráfica como la de la figura 18.



**Figura 18.**

**Hidrograma.**

Una gráfica como la anterior se denomina hidrograma, como cualquiera que relacione, el gasto contra el tiempo. La figura anterior representa un hidrograma anual; la escala se amplía de tal manera que se puede observar el escurrimiento producido por una sola tormenta, se tendría una gráfica como la que se muestra en la figura 19. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no solo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta, es posible distinguir las siguientes partes en cada hidrograma figura 19.



**Figura 19.**

**Hidrograma aislado.**

A: Punto de levantamiento. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después de que ceso de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia etc.

B: Pico. Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

C: punto de inflexión. En este punto es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno, y, de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

D: Final del escurrimiento directo. De este punto en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue fácilmente.

$T_p$ : Tiempo pico. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

$T_b$ : Tiempo base. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo. Es, entonces, el tiempo que dura el escurrimiento directo.

Rama ascendente. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el pico.

Rama descendente o curva de recesión. Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo. Tomada a partir del punto de inflexión es una curva de vaciado de la cuenca.

El tiempo base de un hidrograma aislado; puede ser desde algunos minutos hasta varios días, el pico puede tener valores del orden de unos cuantos litros por segundo hasta miles de metros cúbicos por segundo.

El área bajo el hidrograma  $\int_{t_0}^t Q dt$  es el volumen total escurrido; al área bajo el hidrograma y arriba de la línea de separación entre gasto base y directo,  $\int_{t_0}^t (Q - Q_b) dt$ , es el volumen de escurrimiento directo.

Debido a que el escurrimiento directo proviene de la precipitación, casi siempre aporta un componente del gasto total en un hidrograma mucho mayor que el que genera el escurrimiento base. por otra parte, el escurrimiento base está formado normalmente por agua proveniente de varias tormentas que ocurrieron antes de la considerada y es muy difícil determinar a cuáles pertenece. Para poder correlacionar la precipitación con los hidrogramas que genera es necesario antes separar el gasto base del

directo. En vista de que rara vez es posible conocer con precisión la evolución de los niveles freáticos durante una tormenta y que el punto  $D$  de un hidrograma véase figura anterior es generalmente difícil de distinguir, la tarea de separar el gasto base del directo no es sencilla en la mayoría de los casos. Existen varios métodos para separar el gasto base del directo, pero la palabra final la tiene el criterio y buen juicio del ingeniero.

Algunos de los métodos de aforo son los siguientes:

- 1.- Sección de control.
- 2.- Relación sección-pendiente.
- 3.- Relación sección-velocidad.
- 4.- Curvas elevaciones-gastos.

#### **4.3. - Estimación de caudales.**

Existen varios métodos para estimar los gastos pluviales, los cuales consideran el área de captación, la intensidad de la lluvia, que a su vez es función del tiempo de concentración.

El tiempo de concentración es el tiempo que teóricamente tardaría la gota más alejada que cae en el área de aportación, en llegar al punto de concentración.

En los sistemas de alcantarillado el tiempo de concentración está formado por dos tiempos, el primero llamado tiempo de ingreso ( $t_i$ ) y el segundo llamado tiempo de escurrimiento ( $t_e$ ).

El tiempo de ingreso ( $t_i$ ) se define como el tiempo que se tarde teóricamente en escurrir una gota, desde el punto más alejado del área de captación, hasta entrar a la primera coladera de una atarjea. Este tiempo depende de la rugosidad de la superficie del terreno, de la capacidad de

infiltración de la superficie del terreno y de la inclinación de la pendiente del área, del tamaño de las manzanas entre otros factores.

W.S. Kerby propuso la fórmula siguiente para evaluar el tiempo de ingreso:

$$t_i = \left[ \frac{2}{3} l \left( \frac{n}{s} \right) \right]^{0.467} \quad (6)$$

Donde:

$t_i$  tiempo de ingreso, en minutos.

$l$  distancias hasta el punto tributario más alejado, en metros (debe ser menor de 360 metros).

$s$  pendiente promedio del terreno.

$n$  coeficiente de rugosidad de la superficie.

Se sugieren los siguientes valores para  $n$ :

Como es imposible conocer el tiempo de ingreso con exactitud, se acostumbra tomarlo con una duración de 3 a 20 minutos, sin embargo suelen utilizarse los siguientes valores prácticos de ( $t_i$ ).

a) En poblaciones pavimentadas.

$t_i$  es de 5 minutos.

b) En zonas comerciales con pendientes suaves y distancias grandes entre coladeras.

$t_i$  es de 10 a 15 minutos.

c) En áreas residenciales planas.

$t_i$  es de 20 a 30 minutos.

Tipo de superficie	n
Superficies impermeables.	0.02
Suelo desnudo, empacado, liso	0.1
Superficies desnudas, moderadamente rugosas	0.2
Césped pobre y cosechas cultivadas en zurco	0.2
Pastos forrajeros o comunes	0.4
Tierras madereras	0.6
Tierras madereras con lecho profundo	0.8
Bosque de coníferas	0.8
Pastos densos	0.8

**Cuadro 5.**

**Valores del coeficiente de rugosidad para la fórmula de Kerby.**

El tiempo de escurrimiento ( $t_e$ ) se define como el tiempo que tarda en escurrir la gota de agua dentro de la atarjea, generalmente se toma el tiempo entre dos pozos de visita consecutivos.

El tiempo de escurrimiento ( $t_e$ ) se calcula con la siguiente fórmula:

$$t_e = \frac{L}{60v} \quad (7)$$

En donde:

$t_e$  tiempo de escurrimiento en la tubería en minutos.

L longitud del tramo de tubería en metros.

v velocidad media del agua en la tubería (m/s).

Como la velocidad media del agua no se puede establecer a priori se pueden hacer tanteos y suponerla de acuerdo a la pendiente del terreno, la cual está sujeta a revisión.

Teniendo el tiempo de concentración (t) se sustituye el valor en las ecuaciones de intensidad obtenidas con anterioridad.

Para el caso de la ciudad de México, se utiliza la fórmula para tormentas ordinarias del ingeniero Roberto Gayol.

$$i = \frac{448}{t + 22} \text{ en mm/hora} \quad (8)$$



o bien, la fórmula para tormentas extraordinarias del Ing. Raúl E. Ochoa.

$$i = \frac{500}{t^{0.50}} \text{ en mm/hora} \quad (9)$$

Los métodos que se describen a continuación, tienen como finalidad estimar las avenidas que conducirá una tormenta en una cuenca, cuando se cumplan algunas de las condiciones siguientes:

- la cuenca en estudio está urbanizada, además es relativamente chica; de manera que se considera que no vale la pena profundizar en la simulación detallada de su funcionamiento mediante modelos matemáticos aplicados en la hidráulica. Este caso incluye subcuencas asociadas a un sistema principal de drenaje, aunque en el diseño de este último se requiere hacer simulación detallada de su funcionamiento.
- la cuenca se drena en forma natural; es decir, no existen drenes artificiales que determine la forma del escurrimiento, ni presas que lo regulen.

Los caudales de aportación de agua pluvial en un sistema de drenaje, dependen de múltiples factores, los más importante son:

Dimensiones del área por drenar (A).

Forma del área por drenar (f).

Pendiente del terreno (S).

Intensidad de la lluvia (i).

Coefficiente de impermeabilidad (k).

La determinación de la función compleja  $Q = F(A, f, S, i, k)$  condujo a los investigadores sobre este tema, a tratar de obtener expresiones sencillas que relacionaran a todos los factores que intervienen en ella. De las primeras investigaciones se obtuvieron el método racional. Posteriormente se han desarrollado otros métodos.

#### 4.4. - Método racional.

Es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia escurrimiento y que actualmente tiene uso, su origen se remonta a 1851 ó 1889, de acuerdo a diversos autores; debido a su sencillez es uno de los más utilizados. Está basado en considerar que, sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un tiempo, de manera que el escurrimiento en la cuenca se establezca y se tenga un gasto constante en la descarga. Este método permite determinar el gasto máximo provocado por una tormenta, suponiendo que dicho máximo se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad aproximadamente constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca ver la (figura 20). La fórmula racional se define como:

$$Q_p = 0.278CiA \quad (10)$$

Donde:

$Q_p$  Gasto pico ( $m^3/s$ ).

$C$  Coeficiente de escurrimiento.

$i$  Intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca (mm/hr).

$A$  Área de la cuenca ( $km^2$ ).

0.278 Factor de conversión de unidades.

El tiempo de concentración para un punto dado, se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde ese punto hasta la salida de la cuenca. Se calcula mediante:

$$t_c = t_{cs} + t_t \quad (11)$$

Donde:

$t_c$  es el tiempo de concentración.

$t_{cs}$  es el tiempo de concentración sobre la superficie.

$t_t$  es el tiempo de traslado a través de los colectores.

Para estimar el tiempo de concentración a través de la superficie, se utiliza la fórmula propuesta por Kirpich, que se define como:

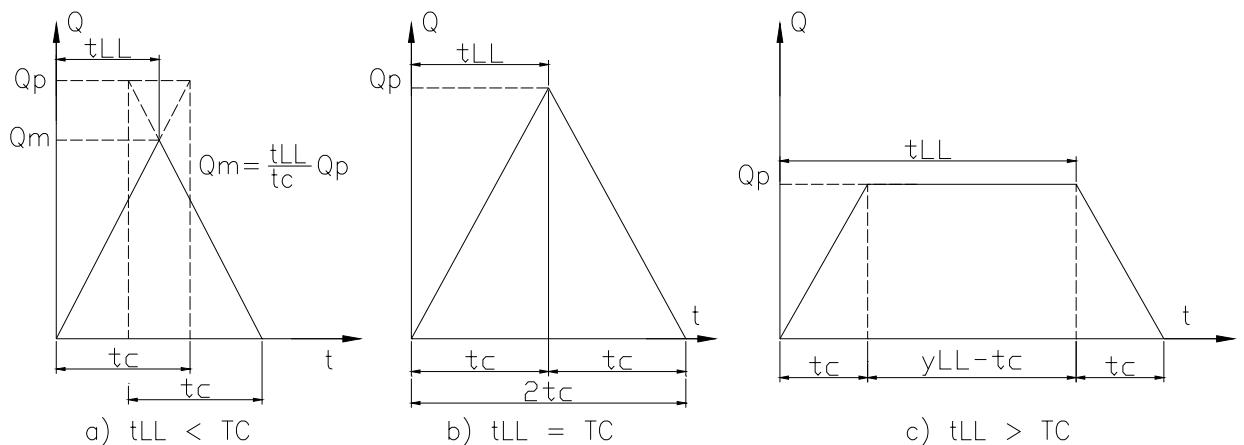
$$t_{cs} = 0.0003245 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (12)$$

Donde:

$t_{cs}$  es el tiempo de concentración sobre la superficie, (h).

$L$  es la longitud del cauce principal, (m).

$S$  es la pendiente media del cauce principal.



**Figura 20.**

**Representación gráfica del método racional.**

Algunos autores proponen otras fórmulas para calcular el tiempo de concentración a través de la superficie; sin embargo, la ecuación 12 ha sido utilizada mas frecuentemente en México y por ello se recomienda, a menos que existan razones especiales para utilizar alguna otra. Para calcular la

pendiente media del cauce principal existen también varios criterios; la selección del más adecuado depende de la precisión de los datos de que se disponga sobre el perfil del cauce principal.

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

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (13)$$

Donde:

- V Velocidad media de traslado, (m/s).
- n Coeficiente de rugosidad de Manning.
- R<sub>h</sub> Radio hidráulico, (m).
- S Pendiente hidráulica del tramo (adimensional).

Del tiempo de traslado resulta entonces:

$$t_t = \frac{l}{V} \quad (14)$$

Donde:

- t<sub>t</sub> Tiempo de traslado, (s).
- l Longitud del tramo en el cual escurre el agua, (m).
- V Velocidad media de traslado, (m/s).

#### **4.5.- Método gráfico alemán.**

Este método fue también de los primeros que se desarrollaron para calcular avenidas de diseño en colectores y aún se sigue utilizando por su sencillez.

Su aplicación consiste en:

- 1.- Se divide la cuenca que se va a analizar en subcuencas asociadas a cada tramo de la red de drenaje.
- 2.- Se calcula para cada área de las subcuencas el tiempo de concentración que les corresponde utilizando la ecuación 11.

3.- Se calcula el tiempo de concentración asociado a la cuenca ( $T_c$ ) y se considera que la lluvia tiene la misma duración; es decir:

$$d = T_c \quad (15)$$

Donde:

$d$  Duración de la lluvia, (min).

$T_c$  Tiempo de concentración en toda la cuenca. (min).

4.- Se determina el período de retorno,  $T$ .

5.- Se calcula la intensidad de la lluvia para la duración obtenida en el paso 3 y el período de retorno obtenido en 4, con ayuda de las curvas de intensidad de la lluvia - duración - período de retorno.

6.- Con la fórmula racional ecuación 10, se estima el escurrimiento máximo en cada una de las subcuencas, considerando que la intensidad de la lluvia, calculada en el paso 5, es uniforme sobre toda la cuenca y las únicas variables que cambian son la superficie y el coeficiente de escurrimiento ponderado con respecto al área, si es el caso.

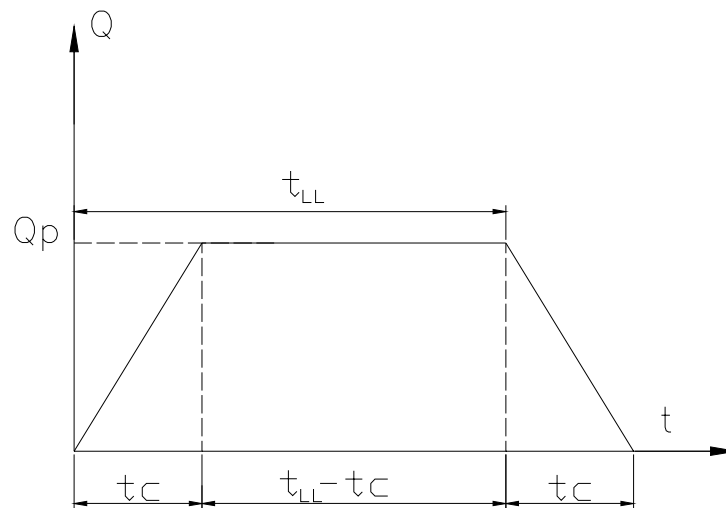
7.- Se construyen los hidrogramas de escurrimiento de cada subcuenca. Para ello se supone que el gasto máximo  $Q_j$  de la subcuenca en estudio, se alcanza linealmente en un tiempo igual al de concentración de la subcuenca; a partir de ese tiempo, el gasto se mantiene constante hasta un tiempo igual al de la duración total de la lluvia ( $d$ ) y por último, la resección también se realiza en un tiempo igual al de la concentración, como se muestra en la figura 21.

8.- Se calcula el hidrograma de escurrimiento total, para lo cual se procede de la manera siguiente:

8.1.- El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca, aguas abajo, en la cual está ubicada la salida general de la cuenca y se prosigue hacia aguas arriba.

8.2.- Si los colectores son concurrentes se supone que empiezan a contribuir simultáneamente; el hidrograma total se obtiene sumando los hidrogramas producidos por cada uno de ellos. En la siguiente figura se muestra gráficamente el proceso.

8.3.- Si los colectores son consecutivos, se considera que el colector de la subcuenca, aguas arriba, empieza a aportar agua cuando el de la subcuenca aguas abajo haya llegado a su tiempo de concentración; es decir, el hidrograma de la subcuenca aguas arriba se suma a partir de que termina el ascenso del hidrograma de la subcuenca de aguas abajo. En la figura 22 se muestra este proceso.



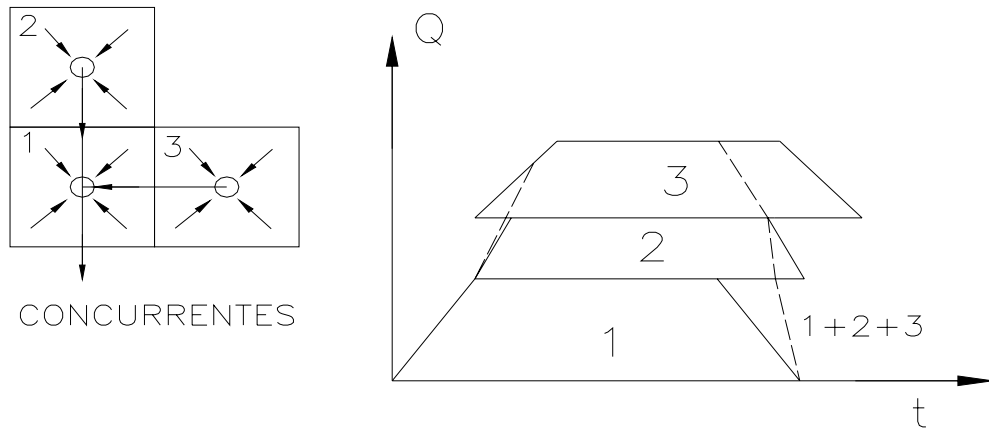
c)  $t_{LL} > t_c$

**Figura 21.**

**Hidrograma de escurrimiento.**

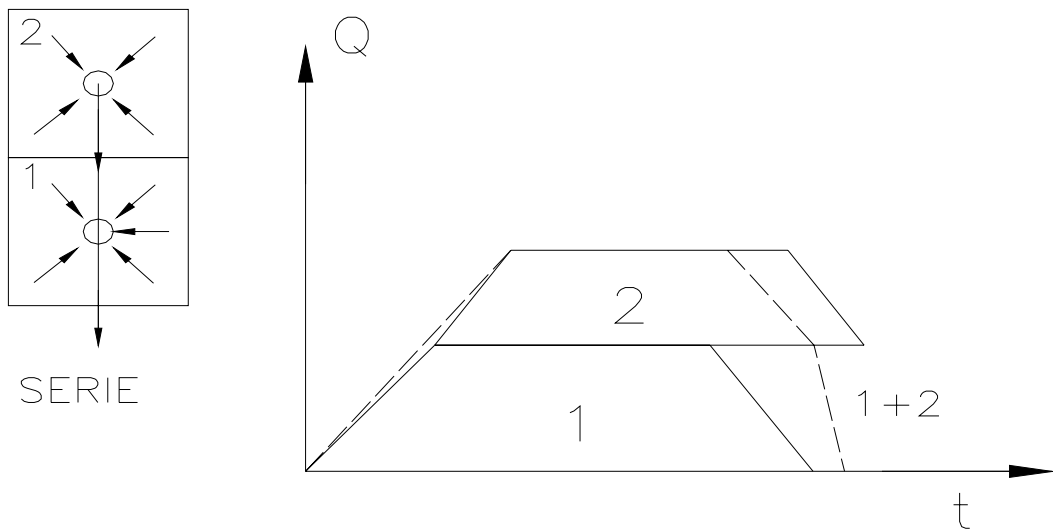
El tiempo de concentración,  $t_c$  se calcula con la ecuación 11, el tiempo de traslado,  $t_r$ , definido por la ecuación 14, se calcula para cada tramo. Al sumar todos los hidrogramas, considerando las condiciones mencionadas, se calcula el gasto máximo en el punto considerado.

Aun cuando el método gráfico alemán fue diseñado para proyectos de áreas urbanas pequeñas, se puede extender a cuencas naturales, teniendo cuidado en la selección de las corrientes que la forman y de las áreas tributarias de cada una de ellas.



**Figura 22.**

**Suma de hidrogramas de colectores concurrentes.**



**Figura 23.**

**Suma de hidrogramas de colectores consecutivos.**

#### 4.6.- Método del Road Research Laboratory (RRL).

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

##### 1.- Características fisiográficas de la cuenca.

Se obtienen los datos fisiográficos de la cuenca y se elabora un plano que muestre las características del sistema de drenaje y de las superficies conectadas con él, para lo cual se procede como sigue:

En un plano base se delimita la cuenca de aportación de las superficies impermeables anotando la longitud, pendiente y rugosidad; esto para cada subcuenca conectada a un punto de ingreso al sistema de drenaje.

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

##### 2.- Tiempo de traslado.

Se calculan los tiempos de traslado desde diversos puntos de la cuenca hasta el punto de interés, y se construye un plano de isócronas (líneas de igual tiempo de traslado). El tiempo de traslado se calcula con la ecuación:

$$t_t = t_{ts} + t_{ta} \quad (16)$$

Donde:

$t_t$  Tiempo de traslado, (min).

$t_{ts}$  Tiempo de traslado sobre la superficie, (min).

$t_{ta}$  Tiempo de traslado a través de las alcantarillas, (min).

Para superficies conectadas con el alcantarillado el  $t_{ts}$  se calcula con la fórmula empírica propuesta por Hicks:



$$t_{ts} = \frac{kl^a}{i^b S^c} \quad (17)$$

Donde:

$T_{ts}$  Tiempo de traslado sobre la superficie, (min).

$L$  Longitud del cauce principal sobre la superficie, (m).

$S$  Pendiente media de la superficie, (porcentaje).

$I$  Intensidad de la lluvia, (mm/hr).

$K, a, b, c$  Coeficientes que se obtienen del (cuadro 6) en función del tipo de superficie.

Valor de los coeficientes  $k, a, b$  y  $c$ .

Tipo de superficie	k	A	b	c
Pavimento asfáltico liso.	15.13	0.323	0.64	0.448
Pavimento asfáltico rugoso.	31.74	0.373	0.648	0.366
Pastos recortados.	168.6	0.298	0.785	0.307

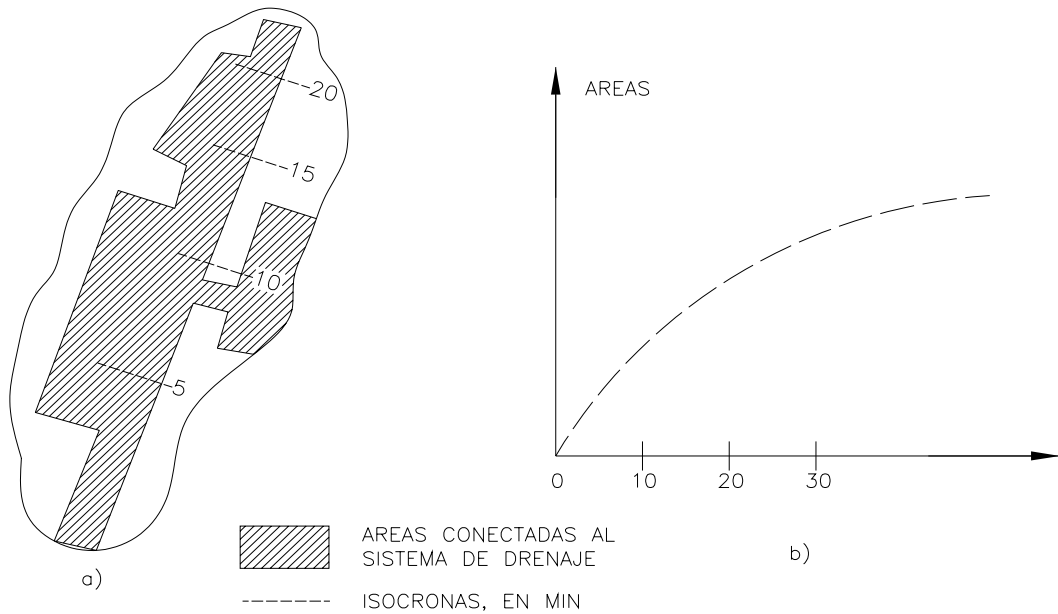
La ecuación (84) se calibró con elementos cuyas longitudes varían entre 3 y 31 metros, con pendiente de 0 a 7% intensidad de lluvia entre 12.7 y 177 mm/hr. Para aplicaciones fuera de estos intervalos se recomienda realizar mediciones de campo.

Para el tiempo de traslado en el alcantarillado se utilizan las ecuaciones 13 y 14. Una vez calculados los tiempos de traslado correspondientes a cada elemento se anotan en el plano y se dibujan las curvas isócronas (figura 24a). Se recomienda definir de 3 a 6 isócronas, para incrementos de tiempo  $\Delta t$  constantes.

3.- Hidrograma virtual de entrada.

3.1.- Se calculan las áreas entre isócronas y se designan como  $A_1, A_2, \dots, A_n$ ; de manera que  $A_1$  es el área comprendida entre la isócrona más cercana al punto de interés y el propio punto;  $A_2$  el área comprendida entre la isócrona

anterior y la que le sigue y así sucesivamente; posteriormente se grafican estos valores tal y como se muestra en la figura 24b.



**Figura 24 a y b.**

**Curvas áreas - tiempo.**

3.2.- Se construye un histograma de precipitación para un intervalo de tiempo  $\Delta t$  igual al de la separación entre isócronas. Los valores de la precipitación en cada intervalo de tiempo se designan  $P_1, P_2, \dots, P_n$ .

3.3.- Se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 0 \\
 q_2 &= A_1 P_1 \\
 q_3 &= A_1 P_2 + A_2 P_1 \quad (18) \\
 q_4 &= A_1 P_3 + A_2 P_2 + A_3 P_1 \\
 q_n &= A_1 P_{n-1} + A_2 P_{n-2} + \dots + A_{n-1} P_1
 \end{aligned}$$

Las ordenadas del hidrograma virtual de entrada, dado por las ecuaciones 18 estarán separadas entre sí un intervalo  $\Delta t$ . Los valores de  $A_1, A_2, \dots, A_{n-1}$  se obtienen con ayuda de la (figura 24b).

#### 4.- Regulación en las atarjeas.

La regulación en las atarjeas del hidrograma virtual de entrada se calcula de la siguiente forma:

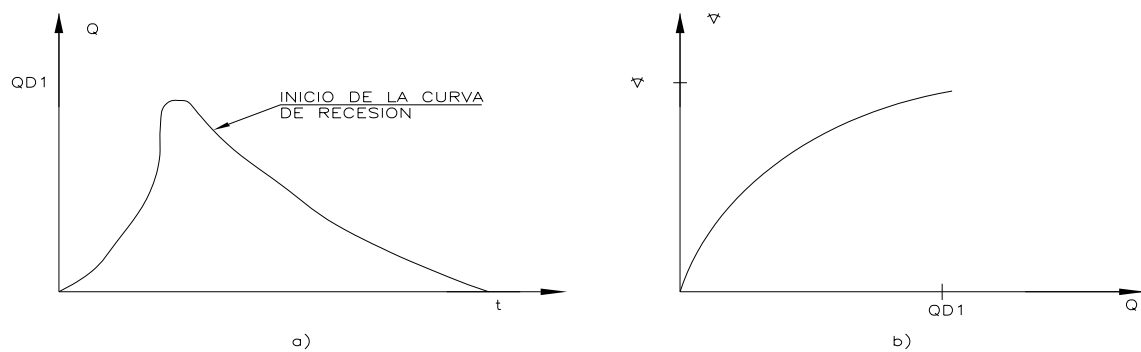
4.1.- Se efectúan cálculos previos para definir la relación almacenamiento - descarga que, junto con la ecuación de continuidad, permitirá calcular el tránsito de cualquier hidrograma virtual de entrada por el alcantarillado secundario.

Para determinar la curva que relaciona a cada posible gasto de descarga  $Q_D$  con el almacenamiento  $\nabla$  en las atarjeas, se supone un régimen uniforme, seleccionando varios gastos de descarga; un número adecuado es 4, para condiciones que van desde que el tramo conectado al punto de estudio está prácticamente vacío, hasta que esta completamente lleno.

Un procedimiento para obtener la curva  $Q_D - \nabla$ , consiste en tomar valores para el tirante en función del diámetro, considerando que en cada tramo del sistema se debe conservar la misma relación tirante contra diámetro, por ejemplo  $\frac{Y_i}{D_i} = \frac{1}{4}, \frac{Y_i}{D_i} = 1, 2, \dots, \frac{Y_i}{D_i} = 1$ ; donde  $Y_i$  y  $D_i$  significan el tirante y el diámetro en el tramo  $i$ .

Escogida la relación  $\frac{Y_i}{D_i}$ , se calcula el área de la sección que ocupa el valor de  $Y_i$ , y el volumen se obtiene al multiplicar cada área por la longitud del tramo  $i$ ; por último, se suman los volúmenes de todos los tramos y se obtiene el valor de  $\nabla$ . El valor de  $Q_D$  se calcula a partir de la ecuación de continuidad  $Q = VA$ ; donde  $A$  es el área hidráulica que se ocupa con el tirante de agua en la descarga, que corresponde al último tramo del sistema

y para calcularse se utiliza la relación  $\frac{Y}{D}$ , escogida para obtener el valor de  $\nabla$ ;  $V$  es la velocidad media del flujo y su valor se obtiene de la ecuación 13. Se dibujan los valores de  $Q_D$  y  $\nabla$  y se obtiene la curva mostrada en la (figura 25b).



**Figura 25 a y b. Curva gasto - descarga - volúmenes de almacenamiento.**

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

4.1.1.- En cada hidrograma se ubica el gasto para el cual se inicia la curva de recesión; este punto indica que la lluvia ya no tiene influencia en el escurrimiento.

4.1.2.- El área bajo la curva de recesión es igual al volumen almacenado en la cuenca en ese momento y, por tanto, corresponde al gasto definido en el paso anterior.

4.1.3.- A partir del punto donde se inicia la recesión se toma otro punto, diferente al indicado en el paso 4.1.1, y se vuelve a calcular el área bajo la

curva para obtener otro volumen de almacenamiento y el gasto correspondiente figura 25a.

4.1.4.- Se repite el paso 4.1.3.- tantas veces como sea necesario.

4.1.5.- Se grafican las parejas de valores obtenidos y se unen, formando la curva gasto descarga - volumen de almacenamiento, como se observa en la figura 25b. Si se cuenta con varios hidrogramas la curva de gastos de descarga contra tiempo se define de manera más precisa.

4.2.- Se hace el tránsito del hidrograma virtual de entrada. La figura 26, muestra las curvas  $q_1q_2$  que representa un tramo del hidrograma virtual de entradas y  $Q_1Q_2$  que representa un tramo del hidrograma de salidas en el punto de interés. Expresando la ecuación de continuidad en incrementos finitos, se tiene que:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2) = \frac{\Delta t}{2}(Q_1 + Q_2) + S_2 - S_1 \quad (19)$$

Donde:

$q_1, q_2$  Gasto de entrada en los tiempos 1 y 2, respectivamente.

$Q_1, Q_2$  Gasto de Salida en los tiempos 1 y 2.

$S_1, S_2$  Volúmenes almacenados en los tiempos 1 y 2.

Agrupando convenientemente los términos de la ecuación 19 puede escribirse:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2 - Q_1) + S_1 = \frac{\Delta t}{2}(Q_2) + S_2 \quad (20)$$

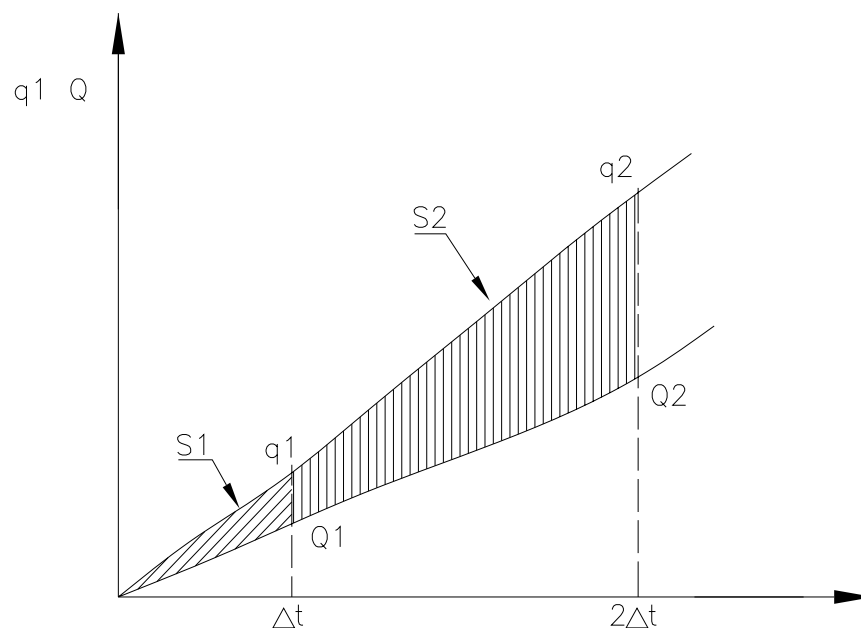
Conocido el valor del lado izquierdo de la ecuación 20 y asignándole un valor  $K$ , la ecuación puede resolverse por tanteos encontrando una pareja de valores  $Q_2$  y  $S_2$  en la curva de gastos de descarga contra volúmenes almacenados definida en el paso 4, tal que cumpla con la igualdad:

$$K = \frac{\Delta t}{2}Q_2 + S_2 \quad (21)$$

Para que el lado izquierdo de la ecuación 20 sea siempre conocido, el problema se resuelve por pasos, de tal manera que en el primer paso  $Q_0$  y  $S_0$  valen cero por lo que  $Q_1$  y  $S_1$  pueden ser calculados. Para el segundo paso se utilizan los valores calculados en el primero y así sucesivamente.

#### 4.7.- Método Chicago.

Después de la segunda guerra mundial, para la ciudad de Chicago se desarrollo un programa de construcción de obras de alcantarillado para el que se requerían inversiones muy grandes, por lo que se consideró apropiado desarrollar estudios detallados en los que se examino la validez del método racional, utilizando hasta entonces como herramienta básica de diseño y se analizara la posibilidad de desarrollar nuevos métodos.



**Figura 26.**

**Tránsito del hidrograma virtual de entrada.**

El resultado de estos estudios fue el llamado Método de Chicago, mediante el cual se reproducen cada uno de los componentes del proceso de transformación de lluvia en escurrimiento, calibrado para condiciones específicas de la ciudad mencionada, lo cual es una desventaja. Esto origina que para la ciudad en estudio se calibren los parámetros que se utilizan en el método.

#### **4.8.- Recomendaciones para la selección de los métodos.**

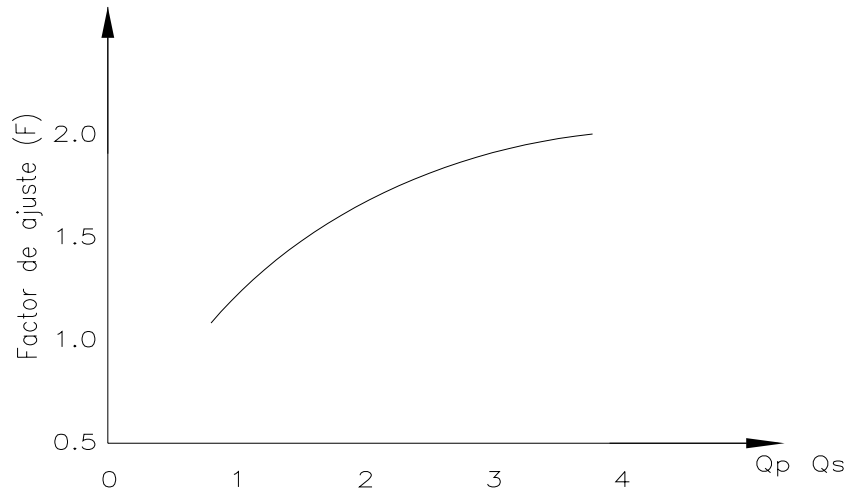
La simulación de las partes principales de un sistema de drenaje pluvial, debe realizarse con métodos en los que se considere que arrojen los mejores resultados, simulando de la manera más apegada, al carácter dinámico de la evolución de la onda de la avenida en el sistema de drenaje.

La selección del método adecuado para el análisis del sistema de atarjeas es un problema más complejo, cuya solución depende de las características específicas del sistema que se esté estudiando.

#### **4.9.- Selección del método adecuado para el análisis del sistema de atarjeas.**

Los problemas principales asociados al análisis de una red de atarjeas son:

- Diseños al nivel de esquemas de proyecto o anteproyecto, en los que sólo se requiere tener una primera idea de la magnitud de los gastos máximos que se manejarán.



**Figura 27.**

**Factor de ajuste, de acuerdo a la relación  $Q_p / Q_s$ .**

- Diseños al nivel de anteproyecto. En los que se requiere estimar la magnitud y la forma del hidrograma de descargas, no requiriéndose un análisis del funcionamiento individual de cada uno de los colectores del sistema.
- Diseños al nivel de proyecto ejecutivo en los que se requiere, además de estimar la magnitud y la forma del hidrograma de descarga, profundizar analizando el funcionamiento de los colectores.

Para el diseño indicando a nivel de esquemas de proyecto se recomienda utilizar la fórmula racional dado que su sencillez permite obtener resultados aproximados, considerando solamente las características principales de la cuenca en estudio, como el tipo de suelo, longitud y pendiente del colector y comportamiento de la lluvia.

Para el diseño de anteproyecto se recomienda utilizar hidrogramas triangulares para determinar los caudales y volúmenes de salida del sistema de atarjeas al de colectores principales.



Para el diseño de proyectos ejecutivos se recomienda utilizar el método Road Research Laboratory. Si el área es menor a  $0.20 \text{ km}^2$  puede usarse la fórmula racional.

#### **4.10.- Flujo en alcantarillas.**

Funcionamiento del conducto. Una red de alcantarillado pluvial puede estar formada frecuentemente por conductos abiertos (cauces naturales) y cerrados. El flujo del agua en los conductos abiertos y cauces naturales solo puede darse a superficie libre; en cambio, en conductos cerrados el flujo de agua puede ser a superficie libre (sección parcialmente llena) a presión (sección llena).

#### **4.11.- Flujo en conductos cerrados.**

El flujo en conductos cerrados puede ser a presión o con superficie libre. En las redes de alcantarillado se recomienda que los conductos se diseñen para trabajar con superficie libre para el gasto máximo; sin embargo, en ocasiones entran a presión por obstrucciones o hundimientos de uno de los extremos del conducto.

#### **4.12.- Flujo a presión.**

El cálculo del flujo a presión en tuberías (considerando flujo permanente) es más sencillo en comparación al flujo con superficie libre. En la mayoría de los casos, será de interés obtener la capacidad de conducción de una tubería así como las pérdidas de carga involucradas, dado que se conocen las características de la tubería (material, sección transversal, pendiente).

Por otra parte, en el diseño de redes de alcantarillado los gastos de diseño son encontrados por métodos hidrológicos, pero lo que en realidad interesa es determinar las condiciones geométricas de una tubería dados el material

de la misma y las pendientes mínima y máxima de diseño. En general, se utilizan las ecuaciones de continuidad y de energía. Además, se recomienda emplear la ecuación de Darcy-Weisbach para calcular las pérdidas de carga.

#### 4.13.- Flujo con sección parcialmente llena.

Se acostumbra diseñar los conductos de una red de alcantarillado para que trabajen con superficie libre, por ejemplo, al 80% de su diámetro al conducir el gasto de diseño por ser máximo el flujo para esta relación. Por ello resulta importante el cálculo del flujo en tuberías con sección parcialmente llena.

Las ecuaciones del flujo en conductos cerrados pueden derivarse tanto de consideraciones teóricas como empíricas. Las ecuaciones de Poiseuille para flujo laminar y la ecuación universal de Darcy Weisbach son ejemplos de ecuaciones deducidas teóricamente. Las fórmulas de Manning y Hazen Williams son utilizadas para proyectar alcantarillas y conducciones forzadas, son ejemplos de ecuaciones obtenidas experimentalmente.

#### 4.14.- Velocidades y tirantes en una red de alcantarillado.

Las velocidades mínimas (Vel. Mín.), permisibles son aquellas que no admiten la sedimentación de limos y materiales orgánicos o mineral ligero o los sólidos en suspensión. Las siguientes son las cifras recomendables:

**Cuadro 7. Velocidades mínimas permisibles.**

Condición de llenado.	Velocidad mínima (m/s)
Tubo lleno	0.6
Medio tubo	0.3
Recomendable	0.45

En contrapartida, la velocidad máxima (Vel. Máx.), permisible será aquella que no produzca erosión en la tubería ni dislocamiento en las juntas. La recomendación es:

**Cuadro 8. Velocidades máximas permisibles.**

<b>Tipo de sistema.</b>	<b>Velocidad máxima (m/s)</b>
Aguas negras	3.00
Sistema combinado	5.00
Sistema pluvial	8.00

Tirante mínimo y velocidades mínima y máxima.

El tirante mínimo cuando la velocidad mínima permisible sea de 0.30 m/s, será igual o mayor a 1.50 cm, para que pueda arrastrar las partículas en suspensión. Cuando la velocidad sea la máxima permisible de 3.00 m/s, (aguas negras), el tirante mínimo deberá ser igual o mayor a 1.00 cm.

#### **4.15.- Normas y especificaciones de diseño.**

Durante el diseño de una red de alcantarillado, se pretende que los costos de construcción no sean tan elevados y por otro lado, que la red sea lo más eficientemente posible en lo que respecta a la operación y mantenimiento de la misma.

Antes de comenzar con el procedimiento de diseño de una red de alcantarillado, es conveniente que sean revisadas las recomendaciones prácticas para lograr un diseño económico pero sobre todo eficiente. En general, puede afirmarse que una red de alcantarillado ha sido bien diseñada cuando:

- 1.- Se han trazado atarjeas, colectores, y emisores reduciendo las distancias de recorrido hacia los sitios de vertido.
- 2.- Existe el menor número posible de descargas por bombeo, tratando de que el sistema trabaje exclusivamente por gravedad.
- 3.- Las pendientes de las tuberías dan al flujo velocidades aceptables en un rango específico.

4.- Se tienen volúmenes de excavación reducidos, procurando dar a las tuberías la profundidad mínima indispensable para resistir cargas vivas y evitar rupturas de las tuberías.

5.- Sea sencillo inspeccionar y dar mantenimiento adecuado a la red de tuberías.

Las características anteriores permiten un diseño económico y funcional de la red en aspectos relacionados con la construcción y operación de la misma.

#### **4.16.- Diámetro mínimo de diseño de las tuberías.**

El diámetro mínimo que se recomienda para atarjeas en alcantarillado pluvial es de 30 cm con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente costos de conservación y de operación del sistema.

#### **4.17.- Velocidades permisibles de escurrimiento.**

Las velocidades límite del escurrimiento son aquellas para las cuales, por una parte se evita la sedimentación y asolvamiento de la tubería y por otra, se impide la erosión de las paredes del conducto.

A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de 0.60 m/s; cuando el flujo es a tubo lleno, es de 0.90 m/s. la velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s, e incluso, dependiendo de la resistencia del material de la tubería ver en el cuadro 9.

<b>Tipo de tubería</b>	<b>Velocidad máxima (m/s)</b>
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro.	3
Concreto reforzado de 61 cm de diámetro o mayores.	3.5
Fibro cemento.	5
Policloruro de vinilo (PVC)	5
Poli etileno de alta densidad	5

**Cuadro 9. Velocidad máxima permisible.**

En casos excepcionales, en tramos aislados de tubería se presentan velocidades de hasta 8.00 m/s, y se pueden aceptar con la debida autorización del proyecto, por lo que se tendrá que realizar un estudio del funcionamiento hidráulico y de la resistencia del material de las paredes del conducto.

#### **4.18.- Pendientes de diseño.**

La pendiente de las tuberías debe ser tan semejante como sea posible a las del terreno natural con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente:

##### a) Pendientes mínimas.

Casos normales. Son aquellas en que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 0.90 m/s, a tubo lleno.

Casos excepcionales. Comprenden aquellas pendientes en que debido a un desnivel pequeño, con el objeto de evitar la construcción de una planta de bombeo, es preciso sacrificar la eficiencia de la atarjea. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 0.60 m/s, con un tirante igual o mayor de 3.0 cm.

##### b) Pendientes máximas.

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3.00 a 5.00 m/s, trabajando normalmente. Debido a que la topografía en ocasiones es muy abrupta, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha efectuado estudios en tuberías de concreto reforzado, concluyendo que en casos excepcionales, APRA este material la velocidad máxima puede ser de hasta 8.00 m/s.

#### **4.19.- Zanjas para la instalación de tuberías.**

Las tuberías se instalan superficialmente, enterradas o con una combinación de ambas, dependiendo de la topografía tipo de tubería y características del terreno.

Las tuberías para drenaje pluvial normalmente se instalan enterradas. Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que éstas se instalen en condiciones de zanja, de acuerdo a lo señalado en las especificaciones de construcción del fabricante o lo indicado en los siguientes párrafos.

#### **4.20.- Anchos de zanja.**

En el cuadro 10, se indica el ancho recomendable de la zanja para diferentes diámetros de tuberías. Es indispensable que a la altura del lomo, la zanja tenga realmente el ancho que se indica; a partir de éste, puede dársele a las paredes el talud necesario para evitar el empleo de ademe. Si es indispensable el empleo de ademe, el ancho de la zanja debe ser igual al indicado en el cuadro 10 más el ancho que ocupe el ademe.

#### **4.21.- Profundidad de zanjas.**

La profundidad de las excavaciones de las zanjas para las tuberías queda definida por los factores siguientes:

- 1.- profundidad mínima o colchón mínimo. Depende de la resistencia de la tubería a las cargas exteriores.
- 2.- Topografía y trazo. Influyen en la profundidad máxima que se le da la tubería.
- 3.- Velocidades máxima y mínima. Están relacionadas con las pendientes de proyecto.

4.- Existencia de conductos de otros servicios.

5.- Economía en las excavaciones.

a) profundidad mínima.

La profundidad mínima la determina el colchón mínimo necesario de la tubería, para evitar rupturas de ésta ocasionadas por cargas vivas.

**Cuadro 10. Anchos de zanja.**

<b>Diámetro (cm)</b>	<b>Ancho de zanja (cm)</b>
20	65
25	70
30	80
38	90
45	100
61	120
91	175
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355

**Cuadro 11. Colchón mínimo para tuberías.**

<b>Diámetro del tubo.</b>	<b>Colchón mínimo (cm)</b>
Tuberías con diámetro de hasta 45 cm	90
Tuberías con diámetros mayores a 45 cm y hasta 122 cm	100
Tuberías con diámetros mayores a 122 cm	150

En la práctica, se recomiendan los valores del cuadro 11, para establecer el colchón mínimo.

Los colchones mínimos indicados anteriormente, podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificando cada caso. Los principales factores que intervienen para modificar el colchón son el tipo de tubería a utilizar, el tipo de terreno en la zona de estudio y cargas vivas que pueden presentarse.

b) Profundidad máxima.

La profundidad es función de la topografía del lugar, debiendo evitarse excavar demasiado. Si la topografía tiene pendientes fuertes, se debe hacer un estudio económico comparativo entre el costo de excavación contra el número de pozos de visita.

La experiencia ha demostrado que hasta cuatro metros de profundidad, el conducto principal resulta más económico que emplear atarjeas laterales o madrinas.

Plantilla o cama.

Con el fin de satisfacer las condiciones de estabilidad y asiento de la tubería, es necesaria la construcción de un encamado en toda la longitud de la misma. Deberá excavar cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja.

El espesor de la plantilla o cama será de 10 cm, siendo el espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería de 5 cm.



**CAPÍTULO V**

**BASES CONCEPTUALES PARA EL CÁLCULO**

**HIDRÁULICO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO**

**PLUVIAL.**

## **5. - BASES CONCEPTUALES PARA EL CÁLCULO HIDRÁULICO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.**

### **5.1.- Lugar del proyecto.**

El proyecto se encuentra ubicado en el Estado de México en el Municipio de Texcoco, donde se pretende construir un fraccionamiento de interés social denominado Valle del Molino, en dicho lugar se llevaran a cabo los proyectos integrales de abastecimiento de agua potable, alcantarillado sanitario y el de **alcantarillado pluvial**, que nos interesa para la elaboración de este trabajo.

### **5.2.- Objetivo.**

El objetivo principal de análisis en dicho conjunto habitacional será diseñar primeramente la red pluvial de drenaje mediante un método tradicional (Método Racional Americano), para posteriormente aplicar nuevas técnicas de diseño en redes de alcantarillado pluvial mediante la aplicación de programas de simulación en flujo no permanente, para así evaluar el método tradicional empleado, además de analizar los fenómenos transitorios que se presentan en el tránsito de avenidas en las redes de drenaje.

### **5.3.- Selección del método de diseño.**

En México generalmente se emplean dos métodos para el cálculo de redes de drenaje pluvial, dichos métodos racionales son el Método Racional

Americano y el Método Gráfico Alemán. En este proyecto para el fraccionamiento denominado Valle del Molino, municipio de Texcoco, Estado de México, por recomendación de las autoridades municipales recomiendan que se utilice el Método Racional Americano.

#### 5.4.- Área de aportación.

El área de aportación fue tomada de los escurrimientos fijados por la topografía del terreno, efectuándose la acumulación de áreas en los tramos correspondientes, tal como se muestra en la planilla de cálculo y proyecto ejecutivo.

Área por drenar	29.886 ha
Sistema	Pluvial
Método	Racional Americano
Período de retorno	2 años
Sistema de eliminación	Gravedad
Velocidades	Mínima 0.30 m/s
	Máxima 8.00 m/s
Naturaleza de vertido	Arroyo

#### 5.5.- Conceptos para el cálculo hidráulico.

##### 5.5.1.- Medición de la intensidad de lluvia (I) por medio de pluviógrafos.

La intensidad de lluvia (I) es la relación que existente entre la altura de lluvia caída (H) y el tiempo que tarda en caer, referida a una unidad de tiempo. La altura se mide en mm, cm, dm, o m y la unidad de tiempo generalmente utilizada es la hora (h).

$$I = \frac{H}{t} \quad (21)$$

Obsérvese que la intensidad de lluvia así expresada, no es una medida de la cantidad de lluvia caída sobre un área determinada, lo que resulta un problema más complejo. Para comprenderlo baste recordar que la lluvia no cae uniformemente sobre una superficie y que cae con diferente velocidad a lo largo del período de duración de la lluvia. Sin embargo, la expresión 21 es la forma práctica de referirse y medir a la intensidad de lluvia y el punto de partida para conocer la cantidad de lluvia por desalojar, que será el problema a resolver por un proyecto de alcantarillado pluvial.

Para medir y dibujar las alturas de lluvia caída en relación con el tiempo, se han construido aparatos cada vez más precisos llamados pluviógrafos. Estos aparatos registran los datos y los dibujan por medio de pluviogramas. Con los datos así obtenidos se forman las tablas de intensidades máximas para diferentes tiempos de lluvia.

### 5.5.2.- Expresiones analíticas de la intensidad de lluvia (I).

Diversos investigadores utilizando la teoría de las probabilidades u otros métodos matemáticos, obtuvieron diferentes expresiones para calcular la intensidad de lluvia. Destacan las siguientes:

$$I = \frac{a}{t+b} \quad (22)$$

$$I = \frac{b}{t^b} \quad (23)$$

$$I = \frac{a}{(t+b)^n} \quad (24)$$

En todas estas expresiones:

a,b    parámetros constantes.

t      tiempo de duración de la lluvia.

n      número de observaciones.

Para calcular los parámetros constantes "a" y "b" se cuenta con las siguientes fórmulas:

$$\sum \frac{T}{I} = \frac{1}{a} \sum t^2 + \frac{b}{a} \sum t \quad (25)$$

$$\sum \frac{1}{I} = \frac{1}{a} \sum t + 10 \frac{b}{a} \quad (26)$$

Que resultan de aplicar (como se verá mas adelante) el método de los mínimos cuadrados a una ecuación empírica de la forma mostrada en la expresión 22 o de sus recíprocos.

Por otra parte, si se cuenta con los datos pluviográficos para todos los tiempos de duración de la lluvia (5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos), las formulándose "a" y "b" quedarán de la siguiente forma:

$$a = \frac{145525}{10 \frac{t}{I} - 485 \frac{1}{I}} \quad (27)$$

$$b = \frac{a \sum \frac{1}{I}}{10} - 48.5 \quad (28)$$

### 5.5.3.- Tiempo de retorno.

Es el período de tiempo (medido en años) promedio en el cual ocurre una lluvia con igual o mayor intensidad.

Se expresa como sigue:

$$T_R = \frac{n}{m} \quad (29)$$

Donde:

n número de observaciones.

m número de orden de mayor a menor de la tabla de registros pluviométricos.

#### **5.5.4. - Probabilidad de ocurrencia.**

Se le denomina así a la probabilidad de presentarse una lluvia de cierta intensidad cada año del estudio, y es igual al recíproco del tiempo de retorno.

$$F = \frac{1}{T_R} \quad (30)$$

#### **5.5.5. - Tabla de registros pluviométricos.**

Los datos reportados por el pluviógrafo instalado en una estación pluviométrica, pueden y deben ser analizados mediante la elaboración de una tabla de registros pluviométricos. Para esto se procede de la manera siguiente:

Primero.- Se analizan los registros pluviográficos de la estación para conocer las intensidades máximas anuales, para diferentes tiempos de duración.

Segundo.- Se ordenan los datos antes señalados para cada tiempo de duración en orden decreciente de magnitud y se les asigna un número progresivo "m" (1, 2, 3, ..m), llamando "n" al número de años observados.

Tercero.- Se calcula el tiempo de retorno ( $T_R$ ) para las diferentes observaciones con la fórmula correspondiente  $T_R = \frac{n}{m}$  interpretando el  $T_R$  como el período de años en el cual se puede repetir el fenómeno con la misma intensidad.

Cuarto.- Se obtiene la frecuencia con el inverso del tiempo de retorno

$$F = \frac{1}{T_R}.$$

#### **5.5.6. - Intensidad máxima probable según el método de Gumbel.**

Para la determinación de la Intensidad Máxima Probable para un cierto tiempo de retorno y una determinada duración de lluvia se describe el

método de Gumbel, quien expresó la probabilidad de presentarse una lluvia de cierta intensidad con la fórmula siguiente:

$$F = 1 - e^{-e^{-b}} \quad (31)$$

Donde:

F frecuencia o probabilidad en un número "n" de años.

e constante que sirve de base para los logaritmos naturales.

b variable que relaciona las intensidades y su desviación estándar y se expresa como sigue:

$$b = \frac{I - \bar{i} + 0.45D}{0.78D} \quad (32)$$

Donde:

D desviación estándar de la intensidad (i) y se expresa como sigue:

$$D = \sqrt{\frac{\sum (i - \bar{i})^2}{n - 1}} \quad (33)$$

Siendo:

$\bar{i}$  promedio aritmético de las intensidades máximas anuales observadas en n años (para cada diferente tiempo de duración).

Para deducir la fórmula de intensidad máxima probable de Gumbel, se procede como sigue:

Recordando la expresión 30 de la frecuencia de la lluvia como el recíproco del tiempo de retorno.

$$F = \frac{1}{T_R}$$

y la fórmula de Gumbel ecuación 31 para la frecuencia o probabilidad de presentarse una lluvia de cierta intensidad.

$$F = 1 - e^{-e^{-b}}$$

multiplicando por -1 queda

$$1 - F = e^{-e^{-b}} \quad (34)$$

si  $1 - F$  se hace igual a  $F'$  queda:

$$F' = e^{-e^{-b}} \quad (35)$$

aplicando logaritmos de cada lado

$$LF' = Le^{-e^{-b}} \quad (36)$$

pero  $Le = 1$  luego entonces

$$LF' = -e^{-b} \quad (37)$$

invirtiendo los signos se tiene

$$-LF' = e^{-b} \quad (38)$$

como  $F = \frac{1}{T_R}$  según la ecuación 30 y  $1 - F = F'$

puede escribirse:

$$1 - F = 1 - \frac{1}{T_R} = \frac{T_R - 1}{T_R} \quad (39)$$

sustituyendo en la expresión 38

$$e^{-b} = -L\left(\frac{T_R - 1}{T_R}\right) = L\left(\frac{T_R - 1}{T_R}\right)^{-1} = L\left(\frac{T_R}{T_R - 1}\right)$$

es decir:

$$e^{-b} = L\left(\frac{T_R}{T_R - 1}\right) \quad (40)$$

nuevamente aplicando logaritmos de ambos lados

$$Le^{-b} = LL\left(\frac{T_R}{T_R - 1}\right) \quad (41)$$

que también puede escribirse

$$-bLe = LL\left(\frac{T_R}{T_R - 1}\right) \quad (42)$$

como  $Le = 1$  se obtiene

$$-b = LL\left(\frac{T_R}{T_R - 1}\right) \quad (43)$$



multiplicando por -1 para invertir los signos

$$b = -LL \left( \frac{T_R}{T_R - 1} \right) \quad (44)$$

que también puede expresarse como sigue:

$$b = LL \left( \frac{T_R - 1}{T_R} \right) \quad (45)$$

como de acuerdo con la ecuación 32

$$b = \frac{I - \bar{i} + 0.45D}{0.78D}$$

de aquí se despeja I

$$0.78Db = I - \bar{i} + 0.45D$$

de donde:

$$I = 0.78Db + \bar{i} - 0.45D \quad (46)$$

sustituyendo 45 en la última ecuación

$$I = 0.78D \left( -LL \frac{T_R}{T_R - 1} \right) + \bar{i} - 0.45D \quad (47)$$

$$I = -0.78DLL \frac{T_R}{T_R - 1} + \bar{i} - 0.45D$$

asociando como factor común a D

$$I = \bar{i} - D \left( 0.78LL \frac{T_R}{T_R - 1} + 0.45 \right) \quad (48)$$

si se llama a:

$$0.78LL \left( \frac{T_R}{T_R - 1} \right) + 0.45 = K \quad (49)$$

entonces la fórmula de intensidad máxima probable de Gumbel se expresa finalmente como sigue:

$$I = \bar{i} - KD \quad (50)$$

Los valores de la constante "K" de la fórmula de Gumbel pueden ser calculados elaborando una sencilla tabla, como se muestra en el siguiente cuadro.

Cálculo de los valores de la constante "K" para la fórmula de Gumbel de intensidad máxima probable.

**Cuadro 10. Cálculo de la constante "k".**

Tiempo de retorno	$\frac{T_R - 1}{T_R}$	$L\left(\frac{T_R - 1}{T_R}\right)$	$LL\left(\frac{T_R - 1}{T_R}\right)$	$0.78LL\left(\frac{T_R - 1}{T_R}\right)$	K
2	2	0.6931	-0.3665	-0.2859	0.1641
3	1.5	0.4054	-0.9027	-0.7041	-0.2541
4	1.3333	0.2876	-1.246	-0.9718	-0.5218
5	1.25	0.2231	-1.4999	-1.1699	-0.7199
10	1.1111	0.1053	-2.2504	-1.7553	-1.3053
15	1.0714	0.0689	-2.6741	-2.0858	-1.6358
20	1.0256	0.0512	-2.9708	-2.3172	-1.8672
25	1.0146	0.0407	-3.2001	-2.4961	-2.0461
50	1.0204	0.0202	-3.9023	-3.0438	-2.5938
75	1.0135	0.0134	-4.3118	-3.3632	-2.9132
100	1.0101	0.01	-4.6002	-3.5882	-3.1382

**5.5.7.- Obtención de los valores de las constantes "A" y "B" por el método de los mínimos cuadrados.**

Para una ecuación empírica de la forma  $I = \frac{A}{t + b}$  o de sus recíprocos

$\frac{1}{I} = \frac{1}{A}t + \frac{b}{A}$ , los valores de las constantes "A" y "B" pueden obtenerse por el

método de los mínimos cuadrados, que es aplicable en la obtención de la ecuación que representa la ley matemática que liga las variables  $\left(\frac{1}{i}; t\right)$  y que

en este caso (por ser la ecuación de una línea recta), establece que la suma de las diferencias entre los valores dados como datos (en este caso los recíprocos de las intensidades  $\frac{1}{i}$  para los diferentes tiempos de duración de

la lluvia considerados) y los valores R que se obtengan con la fórmula  $R = t + b$  A t + B en donde:

$$R = \frac{1}{i}; A = \frac{1}{A} \text{ y } B = \frac{b}{A}$$

Siendo  $t$  el tiempo de duración de la lluvia (de la cual se calcularán los coeficientes  $A$  y  $B$ ), elevadas al cuadrado "debe ser mínimo".

Procedimiento: Se recuerda que la ecuación 22 es:

$$i = \frac{a}{t+b}$$

Misma que puede representarse como una línea recta mediante el artificio de considerar el recíproco de los dos lados de la igualdad:

$$\frac{1}{i} = \frac{1}{a}t + \frac{b}{A} \quad (51)$$

haciendo  $R = \frac{1}{i}; A = \frac{1}{a} \text{ y } B = \frac{b}{a}$

La ecuación (51) queda transformada como sigue:

$$R = At + B \quad (52)$$

Las diferencias quedan representadas por:

$$R - At - B = 0 \quad (53)$$

En donde:

$R$  dato

$A$  incógnita

$t$  dato

$B$  incógnita

El cuadrado de las diferencias será:

$$(R - At - B)^2 = 0 \quad (54)$$

Y la suma del cuadrado de las diferencias

$$\Sigma(R - At - B)^2 = 0 \quad (55)$$

Para obtener los valores de  $A$  y  $B$  que hacen mínima la expresión anterior, se establecen dos ecuaciones con dos incógnitas de la siguiente forma:

Obteniendo las derivadas parciales respecto de "A" se tiene:

$$\frac{a}{aB} \Sigma(R - At - B)^2 = 0 \quad (56)$$

$$\Sigma 2(R - At - B) \left( \frac{d}{dA} R - \frac{d}{dA} At - \frac{d}{dA} B \right) = 0 \quad (57)$$

$$\Sigma 2(R - At - B) (0 - t - 0) = 0 \quad (58)$$

$$\Sigma (2(R - At - B)(-t)) = 0 \quad (59)$$

$$\Sigma (2(-Rt + At^2 + Bt)) = 0 \quad (60)$$

$$2(-\Sigma Rt + A\Sigma t^2 + B\Sigma t) = 0 \quad (61)$$

Dividiendo entre dos ambos miembros de la última ecuación:

$$-\Sigma Rt + A\Sigma t^2 + B\Sigma t = 0 \quad (62)$$

$$\Sigma Rt = A\Sigma t^2 + B\Sigma t \quad (63)$$

Sustituyendo los valores:

$$R = \frac{1}{i}; A = \frac{1}{a} \text{ y } B = \frac{b}{a} \text{ en } (64)$$

$$\Sigma \frac{t}{i} = \frac{1}{a} \Sigma t^2 + \frac{b}{a} \Sigma t \quad (65)$$

Similarmente con respecto a B se tiene:

$$\frac{a}{aB} \Sigma(R - At - B)^2 = 0 \quad (66)$$

$$\Sigma 2(R - At - B) \left( \frac{d}{dB} R - \frac{d}{dB} At - \frac{d}{dB} B \right) = 0 \quad (67)$$

$$\Sigma 2(R - At - B) (0 - 0 - 1) = 0 \quad (68)$$

$$\Sigma (2(R - At - B)(-1)) = 0 \quad (69)$$

$$\Sigma (2(-R + At + B)) = 0 \quad (70)$$

Dividiendo entre dos ambos miembros de la ecuación 70:

$$-\Sigma R + A\Sigma t + \Sigma B = 0 \quad (71)$$

$$\Sigma R = A\Sigma t + nB \quad (72)$$

$$\text{porque } \Sigma B = nB \quad (73)$$

y  $n$  = número de ecuaciones o pares de valores  $\left(\frac{1}{i}t\right)$  dados como datos.

(Número de valores considerados de tiempo de duración de la lluvia).

Sustituyendo los valores:  $R = \frac{1}{i}$ ;  $A = \frac{1}{a}$  y  $B = \frac{1}{a}$  en la ecuación 72 se llega a:

$$\sum \frac{1}{i} = \frac{1}{A} \sum t + n \frac{b}{a} \quad (74)$$

Con la ecuación 65 y la ecuación 74 se tiene los elementos para conocer los valores de las incógnitas A Y B.

#### 5.5.8.- Cálculo del coeficiente "C" de escurrimiento.

Para calcular el gasto o cantidad de agua pluvial a transportar por un interceptor, se dispone de distintos métodos y que en todos ellos se utiliza un coeficiente de escurrimiento que agrupa a distintos factores tales como la permeabilidad, infiltraciones, evaporación y rugosidad de los materiales de las tuberías y del terreno o área drenada, y que origina que el volumen de agua que llega a las tuberías sea menor que el llovido.

El coeficiente de escurrimiento está representado por la expresión:

$$C = \frac{\text{vol. agua escurre}}{\text{vol. agua que llueve}} \quad (75)$$

El coeficiente de escurrimiento tiene para una localidad distintos valores en diferentes zonas, según sea el tipo de edificaciones y clases de pavimento, techos, áreas de jardines, etc. En los cuadros siguientes se presentan los coeficientes de escurrimiento generalmente utilizados para distintos tipos de áreas, superficies y zonas. Se destaca que para el cálculo de los gastos de proyecto se deben utilizar valores promedio de "C", cuya determinación debe hacerse en función de las distintas superficies que se tengan con diferentes coeficientes de escurrimiento.

Lo anterior puede expresarse en la forma siguiente:

$$C = \frac{A_1 C_1 + A_2 C_2 + \dots + A_n C_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (76)$$

**Cuadro 11. Coeficientes de escurrimiento para diversas superficies.**

Tipo de superficie		C
tejados impermeables		0.70-0.95
pavimentos asfálticos		0.85-0.90
pavimentos de hormigón		0.80-0.95
aceras y paseos pavimentados		0.75-0.85
aceras y paseos de grava		0.15-0.30
césped, terreno arenoso		
	2% pendiente	0.05-0.10
2% a	7% pendiente	0.10-0.15
	7% pendiente	0.15-0.20
césped, terreno compacto		
	2% pendiente	0.13-0.17
2% a	7% pendiente	0.18-0.22
	7% pendiente	0.25-0.35

**Cuadro 12. Coeficientes de escurrimiento para diversas zonas.**

Zonificación	C
negocios	
centro de la ciudad	0.70-0.95
alrededores	0.50-0.70
residencial (urbana)	
vivienda unifamiliar	0.30-0.50
vivienda plurifamiliar aislada	0.40-0.60
vivienda plurifamiliar contigua	0.60-0.75
residencial (suburbana)	
Apartamentos	0.25-0.40
industrial	0.50-0.70
poco intensiva	0.50-0.80
Muy intensiva	0.60-0.90
parques, cementerios	0.10-0.25
áreas recreativas	0.20-0.35
estaciones de ferrocarril	0.20-0.40
zonas no modificadas	0.10-0.30

CAPÍTULO VI  
PROYECTO DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL  
MEDIANTE EL MÉTODO RACIONAL AMERICANO.

## 6.- PROYECTO DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL MEDIANTE EL MÉTODO RACIONAL AMERICANO.

### 6.1.- Bases conceptuales del método racional americano.

Es uno de los métodos más aceptados y probablemente uno de los más utilizados para calcular un alcantarillado pluvial, es el método racional americano. Este método se basa en considerar, en toda el área estudiada, una lluvia uniforme, de intensidad constante y durante un tiempo tal, que el flujo en la cuenca llegue a establecerse para que pueda escurrir el máximo gasto en la descarga.

El método consiste en aplicar la fórmula básica:

$$Q = C I A \quad (77)$$

Donde:

Q    gasto (l/s)

C    coeficiente de escurrimiento que depende de las características de la cuenca y expresa la relación entre el caudal llovido y el escurrido.

I    intensidad de lluvia (mm/hr)

A    área drenada (ha)

El gasto queda expresado en mm/ha/hora. Para tenerlo en litros por segundo el factor de transformación es 2.778 es decir:

$$Q = 2.778 C I A \quad (78)$$

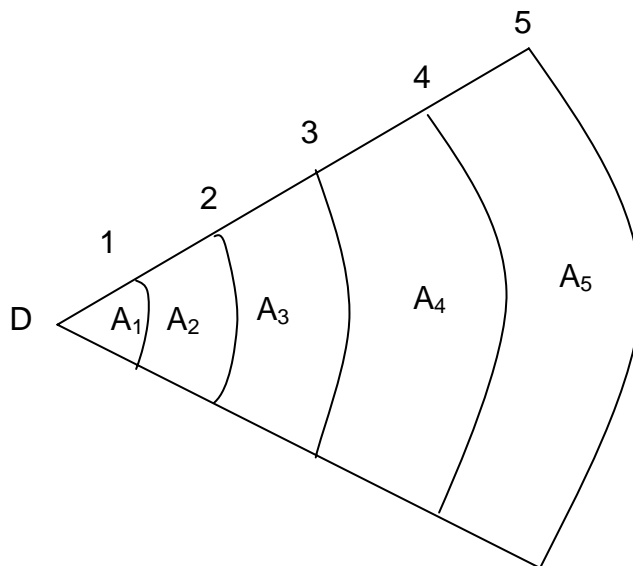
El valor de la intensidad de la lluvia es el asociado a una duración tal, que toda la cuenca esté contribuyendo al flujo en la descarga; esto se logra



cuando la duración es igual al tiempo de concentración de la cuenca, para que el producto ( $I \times A$ ) sea máximo.

Para observar en qué forma se comporta el área, se supone que en una determinada área, cualquier gota de lluvia que caiga en un punto de la misma escurrirá hasta el punto de desagüe; de ahí que se puede tener una serie de gotas de lluvia que tardan el mismo tiempo en llegar al desagüe "D" (gotas isocrónicas). Uniéndolos estos puntos de gotas isocrónicas, obtenemos una curva igual en tiempo de concentración.

En la figura 28, se dibujan las curvas que marcan los puntos desde los cuales el agua tarda 1, 2, 3 etc., minutos en llegar al desagüe.



**Figura 28.**

**Curvas con iguales tiempos de concentración.**

Si la lluvia dura un minuto, por ejemplo, por el punto "D", pasará primero el agua llovida entre las curvas 1 y 2, e igualmente todas las aguas llovidas en una determinada área pasan a ocupar la inmediata inferior. Como en los siguientes puntos ya no llueve, los volúmenes caídos en las áreas  $A_2$ ,  $A_3$ ,  $A_4$ , etc., irán pasando sucesivamente por el desfogue "D" y será durante los minutos 2, 3, 4, etc., respectivamente.

Como en este caso sólo llovió un minuto, se tendrá que por "D" pasarán cada minuto, sucesivamente, volúmenes igual a:  $A_1i$ ,  $A_2i$ ,  $A_3i$ , etc., siendo el máximo el que tenga mayor área.

Suponiendo que la lluvia dura dos minutos, se tendrá que al principio el caso el caso anterior; pero como llueve un segundo minuto más, la primera área desalojada se volverá a cubrir de agua y al final de ese segundo minuto pasará por el desagüe "D" un volumen igual a  $(A_1 + A_2)i$ , pasando cada minuto, sucesivamente, los siguientes volúmenes.

Tercer minuto  $(A_2 + A_3)i$

Cuarto minuto  $(A_3 + A_4)i$

Quinto minuto  $(A_4 + A_5)i$

Sexto minuto  $(A_5)i$

Como se ve, escurre durante seis minutos, siendo el volumen máximo el debido a la suma de dos áreas parciales. Ahora supóngase que la lluvia dura 5 minutos, siendo este el tiempo de concentración del área, se tendrán entonces en el desagüe "D", los siguientes volúmenes:

Primer minuto  $(A_1)i$

Segundo minuto  $(A_1 + A_2)i$

Tercer minuto  $(A_1 + A_2 + A_3)i$

Cuarto minuto  $(A_1 + A_2 + A_3 + A_4)i$

Quinto minuto  $(A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5)i$

Sexto minuto  $(A_2 + A_3 + A_4 + A_5)i$

Séptimo minuto  $(A_3 + A_4 + A_5)i$

Octavo minuto  $(A_4 + A_5)i$

Noveno minuto  $(A_5)i$

De lo anterior se observa que en el quinto minuto ocurre la máxima aportación deduciéndose de aquí el principio fundamental de que, la mayor

concentración en un área acontece cuando la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración de dicha área.

En el caso de que el tiempo de duración sea mayor que el tiempo de concentración, el gasto máximo se mantiene durante un tiempo igual a la diferencia entre estos tiempos. Como se tendrá en cada una de las áreas acontecerá una lluvia con diferentes intensidades, que durará un determinado tiempo, será necesario conocer los tiempos de concentración de las áreas tributarias a la red y con estos conocer las intensidades respectivas, para finalmente con las intensidades calcular el gasto.

La intensidad se calcula con la expresión:

$$I = \frac{a}{t+b} \text{ referenciada en capítulo anterior.}$$

I Intensidad de lluvia en (mm/hr)

t Tiempo de duración de la lluvia en minutos.

a y b Parámetros constantes que dependen del período de retorno considerado.

Entonces, el tiempo de duración de la lluvia se hace igual al tiempo de concentración, el cual está asociado a la distancia del punto más alejado que contribuye al escurrimiento.

El tiempo de concentración se calcula sumando el tiempo de entrada (o sea, el que tarda la lluvia en llegar al tubo) y el tiempo de escurrimiento (o sea, el que tarda el agua en recorrer la tubería).

Para estimar el tiempo de entrada se cuenta con la ecuación propuesta por V. T. Chow para áreas pequeñas y la ecuación de Babbitt.

$$te = 0.303 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (79)$$

te Tiempo de entrada (exterior) minutos.

L Longitud del recorrido superficial del fluido en metros.

S Pendiente del área en %

$$V = 610C\sqrt{S} \quad (80)$$

Donde:

$$te = \frac{L}{V}$$

C Coeficiente de infiltración o escurrimiento.

S Pendiente del área por drenar.

V Velocidad (m/minuto).

### 6.2.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento de proyecto.

Como el coeficiente de escurrimiento para una localidad tiene distintos valores según sea el tipo de edificaciones, clases de pavimentos, techos, áreas de jardines, etc. en el siguiente cuadro se presentan los coeficientes de escurrimiento usados para distintos tipos de áreas, superficies y zonas de acuerdo a las tablas de coeficiente de escurrimiento mostradas con anterioridad y se obtiene un valor ponderado.

Uso del suelo	Áreas (ha)	%A	C	%C
Vivienda plurifamiliar contiguas	15.496	0.51	0.40	0.20
Vialidad	7.40	0.25	0.85	0.20
área comercial	3.59	0.12	0.50	0.06
área verde	3.40	0.12	0.10	0.01
Sumas	29.886	1.00		0.48

VALOR ADOPTADO  $C = 0.48$

### 6.3.-Obtención de la fórmula de intensidad de la lluvia (método de Gumbel).

Previamente al cálculo hidráulico del interceptor, se recabarán los datos hidrológicos de los últimos diez años de la localidad en estudio

(Fraccionamiento Valle del Molino, Texcoco Estado de México) donde cuyo sistema de alcantarillado pluvial será proyectado. Se efectuarán los ajustes estadísticos, de probabilidad y matemáticos en general, que sean necesarios para obtener la fórmula de la intensidad de lluvia con un período de retorno de dos años. Para esto se tomará en cuenta que de acuerdo con el método de Gumbel:

$$I = f(t) \text{ de la forma: } I = \frac{a}{t+b}$$

Y que se utilizará en el cálculo de los gastos y diámetros de la tubería.

**a) Organización de los datos hidrológicos y ajustes estadísticos.**

En el cuadro 13 anexo, los datos corresponden a la estación meteorológica "Acolman". El cuadro reúne las intensidades (I) máximas anuales para diferentes tiempos de duración obtenidas del pluviógrafo. Obsérvese que para cada tiempo de duración corresponde el registro pluviográfico. Así, para el año (1) y  $t = 5$  min, corresponde el registro de 102 mm. Para el año (7) y  $t = 60$  min, corresponde un registro de 51 mm, y así sucesivamente.

Como los registros pluviométricos mostrados en el cuadro 13 no están ordenados, un primer paso previo al cálculo hidráulico es proceder a su ordenamiento o jerarquización de mayor a menor intensidad. (véase cuadro 14). Obsérvese que los dos últimos renglones de este cuadro, están destinados a obtener el valor promedio de la intensidad máxima anual ( $i$ ,  $\text{prom } i$ ).

Un segundo paso necesario y previo al cálculo hidráulico del interceptor, consiste en sistematizar la obtención del valor de la intensidad máxima para un período de retorno de dos años (se toma en consideración dicho período

de retorno con el objeto de no sobredimensionar la obra hidráulica, además de que el impacto de desastre no sería desmedido). Para esto se recuerda que la desviación estándar (D) está determinada por la fórmula:

$$D = \sqrt{\frac{\sum (i - \bar{i})^2}{n - 1}}$$

Donde n No. años observados.

Aprovechando el cuadro 14 anterior, se calculan los valores de  $\sum (i - \bar{i})^2$ . es decir, para cada año y tiempo de duración, se calcula  $(i - \bar{i})^2$  y al final se suman todos los valores resultantes para obtener  $\sum (i - \bar{i})^2$ .

La desviación estándar (D) ahora resulta una operación simple de cálculo, puesto que ya se cuenta con los valores de  $\sum (i - \bar{i})^2$  para cada tiempo de duración. Es decir, sólo falta obtener la raíz cuadrada de la resultante de dividir cada valor de  $\sum (i - \bar{i})^2$  entre  $n - 1$ . En esta sección,  $n = 11$ , luego  $n - 1 = 11 - 1 = 10$ .

Los valores de la desviación estándar, se muestran en el cuadro 15.

Las intensidades probables para los diferentes tiempos de duración y un período de retorno de 2 años ( $T_r$ ) se calculan como sigue

$$I = \bar{i} - DK; K = 0.45 + 0.78LL\left(\frac{T_r}{T_r - 1}\right)$$

$$K = 0.1641 \text{ (2 años)}$$

Como los valores de prom  $i$  están calculados en el cuadro 14 y los correspondientes a D en el cuadro 15, quedan para obtener los valores de (DK) y después los de (I). (Cuadro 16).

A partir de las intensidades probables obtenidas por el método de Gumbel,

se pueden calcular intensidades específicas para tiempo de duración y un período de retorno de 2 años véase cuadro 17.

### CUADRO 13

**INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES PARA DIFERENTES TIEMPOS DE DURACION,**

**OBTENIDAS DEL PLUVIOGRAFO EN LA ESTACION METEREOLÓGICA "ACOLMAN"**

n	t	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min	80 min	100 min	120 min
1		102	168	70	60	72	58	46	24	35	30
2		120	115	100	90	140	66	30	36	32	27
3		84	90	96	150	56	120	53	37	29	56
4		156	81	79	72	70	45	52	40	59	49
5		189	132	118	81	75	38	60	41	43	31
6		216	120	160	93	62	62	97	40	36	29
7		132	108	84	78	94	64	51	43	38	30
8		144	96	92	99	74	65	47	44	40	32
9		216	132	108	84	60	76	52	46	20	34
10		132	126	80	72	80	53	56	73	34	28
11		144	102	70	90	64	57	58	46	32	16



**CUADRO 14**

**INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES PARA DIFERENTES TIEMPOS DE DURACION,  
OBTENIDAS DEL PLUVIOGRAFO EN LA ESTACION METEREOLÓGICA "ACOLMAN"**

**ORDENACION DE LAS INTENSIDADES EN FORMA DECRECIENTE.**

n	t	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min	80 min	100 min	120 min
1		216	168	160	150	140	120	97	73	59	56
2		216	132	118	99	94	76	60	46	43	49
3		189	132	108	93	80	66	58	46	40	34
4		156	126	100	90	75	65	56	44	38	32
5		144	120	96	90	74	64	53	43	36	31
6		144	115	92	84	72	62	52	41	35	30
7		132	108	84	81	70	58	52	40	34	30
8		132	102	80	78	64	57	51	40	32	29
9		120	96	79	72	62	53	47	37	32	28
10		102	90	70	72	60	45	46	36	29	27
11		84	81	70	60	56	38	30	24	20	16
suma i		1635	1270	1057	969	847	704	602	470	398	362
prom i		148.64	115.45	96.09	88.09	77.00	64.00	54.73	42.73	36.18	32.91

**CUADRO 15**

**DIFERENCIAS AL CUADRADO DE LAS INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES  
E INTENSIDADES PROMEDIO (i-prom i)^2 PARA DIFERENTES TIEMPOS DE DURACION.**

t	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min	80 min	100 min	120 min
1	4537.86	2761.02	4084.37	3832.74	3969	3136	1786.98	916.438	520.669	533.19
2	4537.86	273.752	480.008	119.008	289	144	27.8017	10.7107	46.4876	258.917
3	1629.22	273.752	141.826	24.0992	9	4	10.7107	10.7107	14.5785	1.19008
4	54.2231	111.207	15.281	3.64463	4	1	1.61983	1.61983	3.30579	0.82645
5	21.4959	20.6612	0.00826	3.64463	9	0	2.98347	0.07438	0.03306	3.64463
6	21.4959	0.20661	16.7355	16.7355	25	4	7.43802	2.98347	1.39669	8.46281
7	276.769	55.5702	146.19	50.281	49	36	7.43802	7.43802	4.76033	8.46281
8	276.769	181.025	258.917	101.826	169	49	13.8926	7.43802	17.4876	15.281
9	820.041	378.479	292.099	258.917	225	121	59.7107	32.8017	17.4876	24.0992
10	2174.95	647.934	680.736	258.917	289	361	76.1653	45.2562	51.5785	34.9174
11	4177.86	1187.12	680.736	789.099	441	676	611.438	350.711	261.851	285.917
sum (i-i)^2	18528.55	5890.727	6796.909	5458.909	5478.00	4532.00	2606.182	1386.182	939.6364	1174.909

Cálculo de la desviación estándar (D) para diferentes tiempos de duración.

$$D = (\text{suma } (i-i)^2 / n - 1)^{0.5}$$

D	43.04	24.27	26.07	23.36	23.41	21.29	16.14	11.77	9.69	10.84
---	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------

Cálculo de las intensidades probables para los diferentes tiempos y para un tiempo de retorno de dos años

$$K = 0.45 + 0.78 \ln \ln (Tr/Tr-1)$$

$$K = 0.45 + 0.78 \ln \ln (2/2-1) = 0.1641 \text{ (dos años)}$$

### CUADRO 16

#### CÁLCULO DE LAS INTENSIDADES PROBABLES PARA DIFERENTES TIEMPOS DE DURACION Y PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS (Tr)

DK	7.06	3.98	4.28	3.83	3.84	3.49	2.65	1.93	1.59	1.78
I	141.57	111.47	91.81	84.26	73.16	60.51	52.08	40.80	34.59	31.13

I = promedio i - DK

### CUADRO 17

#### CÁLCULO DE LA FÓRMULA DE INTENSIDAD PARA UN TIEMPO DE RETORNO DE 2 AÑOS (T), PARTIENDO DE LOS DATOS DE INTENSIDADES PROBABLES OBTENIDAS POR EL MÉTODO DE GUMBEL

Cálculo de la fórmula de intensidad para un tiempo de retorno de 2 años partiendo de los datos de intensidades probables obtenidos por el método de Gumbel.

$$I = a / (t + b)$$

$$a = 145525 / (10 \sum t / I - 485 \sum 1/I)$$

$$b = (a \sum 1/I / 10) - 48.50$$

t	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min	80 min	100 min	120 min
t/I	0.035	0.090	0.163	0.237	0.410	0.744	1.152	1.961	2.891	3.855
sum t/I	11.538									

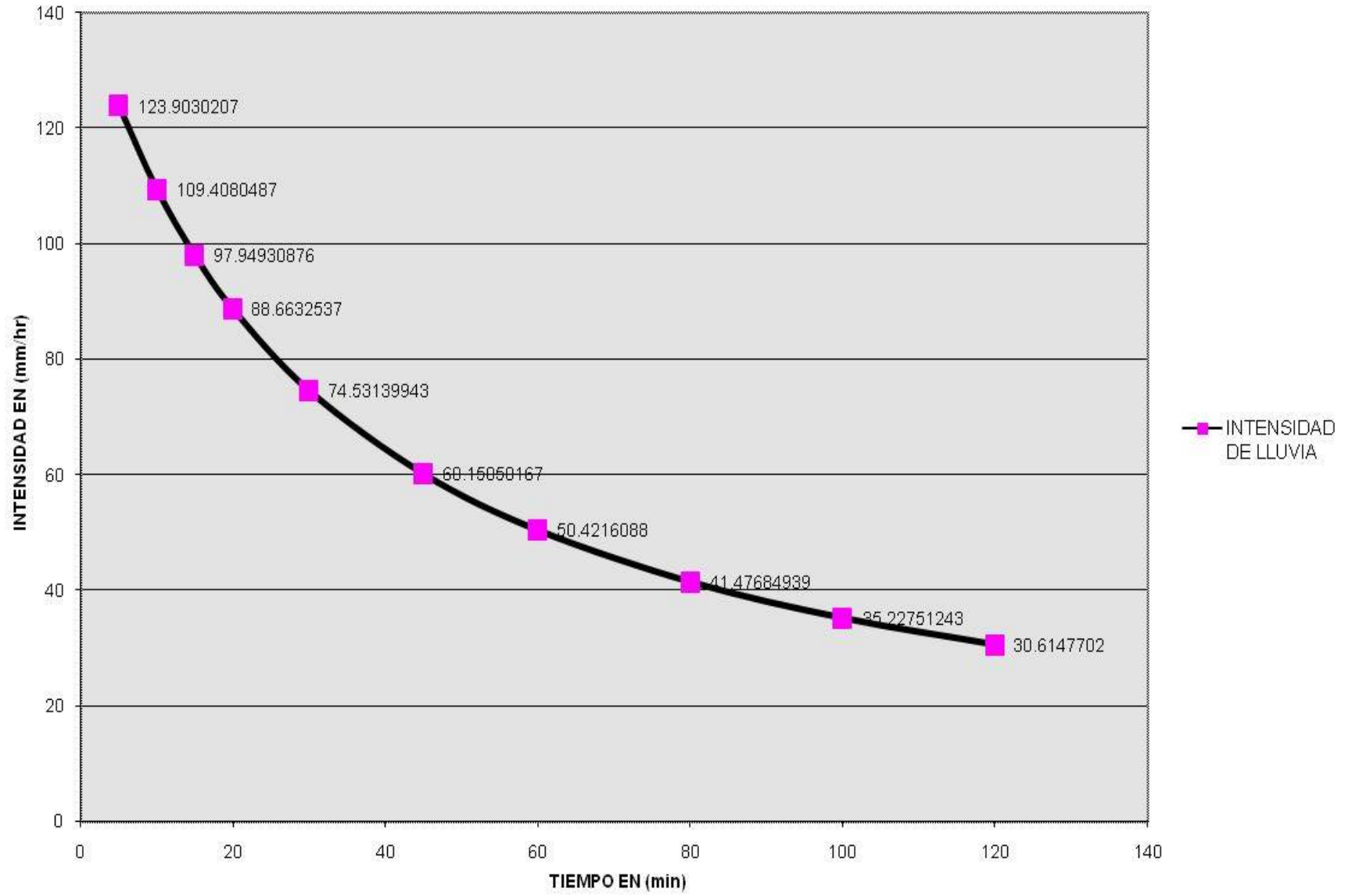
1/I	0.007	0.009	0.011	0.012	0.014	0.017	0.019	0.025	0.029	0.032
sum 1/I	0.174									

$$a = 145525 / (10 * 11.538 - 485 * 0.174) = 4676.1$$

$$b = ((4676.10 * 0.174) / 10) - 48.50 = 32.74$$

$$**I = 4676.10 / (t + 32.74)**$$

# MÉTODO DE GUMBEL



#### 6.4. - Datos básicos del proyecto.

Una vez obtenidas todas las variables que interviene en el diseño hidráulico de la red pluvial procedemos a obtener los datos básicos de proyecto.

<b>RESUMEN DE DATOS DE PROYECTO.</b>
--------------------------------------

ÁREA POR DRENAR	29.886 HAS
SISTEMA	PLUVIAL
MÉTODO	RACIONAL AMERICANO
TIEMPO DE RETORNO	2 AÑOS
SISTEMA DE ELIMINACIÓN	GRAVEDAD
VELOCIDADES	MÍNIMA 0.30 m/s
	MÁXIMA 8.0 m/s
GASTO = 2.778 C I A	3879.83 l/s
VELOCIDAD	3.25 m/s

#### 6.5. - Cálculo de gastos pluviales.

##### Identificación de cruceros.

Esta columna sirve para identificar los cruceros de calle entre los tramos que se encuentran comprendidos. Para llenar esta columna se enumeran todos los pozos del interceptor, de aguas arriba hacia aguas abajo.

##### Área propia.

Corresponde al área propia del interceptor, expresado en ha.

##### Área tributaria.

Corresponde a la suma de todas las áreas que llegan a cada pozo del colector.

### Área acumulada.

Es la suma de las áreas propia y tributaria. A partir del segundo cruce, se agrega el área previamente acumulada. Ver "anexo a" plano de áreas.

### Longitud.

Es la longitud de cada tramo del colector. Se obtiene midiendo cada tramo en el correspondiente plano.

### Tiempo externo o de ingreso a la tubería.

Es el tiempo que tarda en llegar a la tubería del conducto o interceptor, la gota más alejada.

Este tiempo se calcula por medio por medio de las dos fórmulas siguientes:

V.T. Chow

$$te = 0.303 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

Donde:

te tiempo de entrada en minutos.

L longitud de recorrido superficial del fluido, expresada en (m).

S pendiente del área expresada en (%).

Por otra parte de acuerdo con Babbitt se tiene:

$$V = 610C\sqrt{S}$$

Donde:

C coeficiente de escurrimiento.

S pendiente del área por drenar (milésimos).

V velocidad (m/minuto)

$$te = \frac{L}{V}$$

$$V = (610) (0.48) (\sqrt{0.0133})$$

$$V = 33.76 \text{ m/min}$$

$$t_e = \frac{196}{33.76} = 5.80 \text{ min}$$

En general se recomienda calcular con la fórmula de Babbitt quien experimentó el recorrido que hace el agua de lluvia desde una azotea hasta llegar a la tubería de la calle. El tiempo resultante de la experimentación de Babbitt fue de 5 a 20 min. Se recomienda tomar un mínimo de 10 minutos.

### **Tiempo interior o de tránsito.**

Corresponde al tiempo que tarda una gota de agua en recorrer la longitud existente entre crucero y crucero por la parte interior de la tubería. Este tiempo se calculará hasta el final de llenar la tabla.

$$t_i = \frac{L}{V_{real}} \quad (81)$$

Donde:

L longitud entre pozo y pozo.

V velocidad real.

### **Tiempo de concentración.**

Es el tiempo de ingreso más el tiempo de tránsito.

$$t_c = t_e + t_t \quad (82)$$

Y se calculará provisionalmente con el mismo tiempo de ingreso, esto es para el primer crucero, porque en esa etapa no se conoce el tiempo de tránsito.

### **Intensidad.**

Se calcula con la formula

$$I = \frac{4676.10}{t + 32.74} \quad (83)$$

$$I = \frac{4676.10}{10 + 32.74} = 109.41 \text{ mm/hr}$$

### **Gasto.**

Se aplica la fórmula:

$$Q = 2.778 C I A \quad (84)$$

Donde:

- C      coeficiente de escurrimiento.
- A      área por drenar (ha).
- I      intensidad de lluvia (mm/hr).
- Q      gasto en (l/s)

$$Q = 2.778 (0.48) (109.41) (0.979)$$

$$Q = 142.83 \text{ l/s}$$

### **Pendiente.**

Es la pendiente que existe entre pozo y pozo de acuerdo al cálculo geométrico.

$$S = \frac{H}{L} \quad (85)$$

### **Diámetro, Funcionamiento a tubo lleno y velocidad real.**

Las columnas velocidad a tubo lleno, gasto a tubo lleno, velocidad real, tirante real, velocidad real se calculan con las ecuaciones para el cálculo de los elementos geométricos, en tuberías que trabajan parcialmente llenas.

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left( 1 - \frac{d}{r} \right) \quad (86)$$

$$d = r \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (87)$$



$$P_m = \pi D \frac{\theta}{360} \quad (88)$$

$$r_h = \frac{r}{2} \left( 1 - \frac{360 \text{sen} \theta}{2\pi\theta} \right) \quad (89)$$

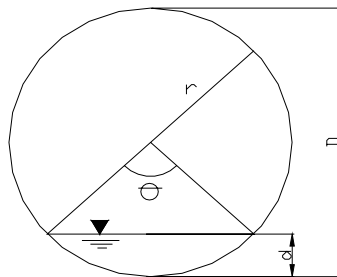
$$A = r^2 \left( \frac{\pi\theta}{360} \right) - \left( \frac{\text{sen} \theta}{2} \right) \quad (90)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (91)$$

$n$

Donde:

- d Tirante hidráulico, m.
- D Diámetro interior del tubo, m.
- A Área de sección transversal del flujo, m<sup>2</sup>
- P<sub>m</sub> Perímetro mojado, m.
- r<sub>h</sub> Radio hidráulico, m.
- θ Angulo en grados.
- n coeficiente de rugosidad de la tubería (0.013)



### Tiempo de tránsito.

Se obtiene como se indica.

$$t_i = \frac{48}{1.80} = 26.67 \text{seg}$$

$$t_i = \frac{26.68}{60} = 0.44 \text{seg}$$

Ver "anexo b" plano de red de alcantarillado pluvial.

**TABLA DE CALCULO HIDRAULICO PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL POR EL METODO RACIONAL AMERICANO**  
**RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**  
**VALLE DEL MOLINO, TEXCOCO, MEXICO**

FECHA: SEPTIEMBRE DEL 2007.

Proyectó : ING. MIGUEL A. ENRIQUEZ ACOSTA

U.N.A.M.

ALCANTARILLADO PLUVIAL

122

TRAMO CRUCERO	LONGITUD TRAMO (MTS)	PROP. (HA)	AREAS		TIEMPOS			INTENSIDAD DE LLUVIA (l) (MM/HR)	GASTO (Q) (l/s)	PEND. (miles)	DIAM. (cm.)	TUBO LLENO		VEL. REAL (m/s)	TIRANTE REAL (cm)	TIEMPO DE TRANSITO (MIN)
			TRIBUT. (HA)	ACUM. (HA)	INGRESO (MIN)	TRANSITO (MIN)	CONCENTRACION (MIN)					VEL. (m/s)	GASTO (l/s)			
1			0.907		5.80											
2	48.00	0.072	0.916	0.979	6.39	0.42	10.00	109.41	142.83	14.00	38	1.76	199.56	1.91	24.13	0.42
3	48.00	0.040	0.916	1.935	6.91	0.35	10.42	108.35	279.55	15.00	45	2.04	324.24	2.30	32.40	0.35
4	48.00	0.039	0.916	2.890	6.58	0.34	10.77	107.48	414.19	12.00	61	2.23	652.72	2.37	35.38	0.34
5	48.00	0.040	0.916	3.846	6.53	0.32	11.10	106.65	546.95	12.00	61	2.23	652.72	2.51	42.94	0.32
6	46.00	0.037	0.916	4.799	6.53	0.38	11.42	105.88	677.55	6.00	76	1.83	829.53	2.04	52.82	0.38
7	60.00	0.138	2.627	7.564	11.44	0.39	11.80	104.99	1,058.93	8.00	91	2.38	1,548.50	2.55	55.51	0.39
8	60.00	0.136	0.529	8.229	6.55	0.40	12.19	104.07	1,141.96	7.00	91	2.23	1,448.49	2.47	61.43	0.40
9	60.00	0.137	1.165	9.531	6.39	0.34	12.60	103.14	1,310.84	7.00	91	2.23	1,448.49	2.97	68.25	0.34
10	60.00	0.123	1.002	10.656	6.30	0.37	12.93	102.38	1,454.76	8.00	91	2.38	1,548.50	2.71	70.25	0.37
11	50.00	0.091	0.682	11.429	5.11	0.31	13.30	101.56	1,547.77	8.00	91	2.38	1,548.50	2.72	74.17	0.31
12	45.00	0.089	0.349	11.867	3.85	0.26	13.61	100.89	1,596.48	9.00	91	2.53	1,642.43	2.88	72.80	0.26
13	39.00	0.072	0.174	12.113	8.07	0.20	13.87	100.33	1,620.48	12.00	91	2.92	1,896.51	3.28	64.61	0.20
14					1.54											
15	44.00	0.045	1.580	1.625	5.39	0.30	10.00	109.41	237.07	19.00	45	2.29	364.92	2.43	26.42	0.30
16	48.00	0.040	0.864	2.529	5.44	0.30	10.30	108.64	366.37	20.00	45	2.35	374.40	2.69	36.09	0.30
17	48.00	0.039	0.829	3.397	5.47	0.27	10.60	107.90	488.73	19.00	61	2.81	821.32	2.93	33.98	0.27
18	48.00	0.040	1.089	4.526	5.64	0.29	10.87	107.22	647.09	13.00	76	2.69	1,221.04	2.72	39.14	0.29
19	48.00	0.040	0.968	5.534	8.95	0.28	11.17	106.50	785.90	13.00	76	2.69	1,221.04	2.85	44.38	0.28
20	48.00	0.040	0.736	6.310	6.96	0.22	11.45	105.83	890.42	24.00	76	3.66	1,659.07	3.71	39.67	0.22
21	48.00	0.041	0.636	6.987	4.97	0.26	11.66	105.31	981.16	14.00	76	2.79	1,267.13	3.09	50.46	0.26
22	48.00	0.040	0.542	7.569	4.16	0.26	11.92	104.70	1,056.72	13.00	76	2.69	1,221.04	3.04	55.10	0.26
23	48.00	0.041	0.916	8.526	11.01	0.23	12.19	104.09	1,183.35	17.00	76	3.08	1,396.31	3.46	53.73	0.23



	60.00	0.113		29.629		0.26	14.88	98.20	3,879.83	10.00	152	3.75	6,799.93	3.86	82.69	0.26
44			0.000		2.02											
	65.00	0.128		29.757		0.28	15.14	97.67	3,879.83	10.00	152	3.75	6,799.93	3.86	82.69	0.28
45			0.000		2.17											
	65.00	0.129		29.886		0.27	15.42	97.10	3,879.83	11.00	152	3.93	7,131.83	4.00	79.80	0.27
46			0.000		2.19											
	20.00	0.000		29.886		0.11	15.69	96.56	3,879.83	4.00	152	2.37	4,300.66	3.16	114.00	0.11
EMISOR																

CAPÍTULO VII  
ANÁLISIS DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS EN  
SECCIONES CIRCULARES EN RÉGIMEN SUBCRÍTICO.

## **7.- ANÁLISIS DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS EN SECCIONES CIRCULARES EN RÉGIMEN SUBCRÍTICO.**

### **7.1.- Efectos transitorios mediante el procedimiento de diferencias finitas.**

Existen varios métodos para calcular efectos transitorios en canales. Hasta hace unos años los procedimientos de características fueron los preferidos. Recientemente se han popularizado los de diferencias finitas y los de elementos finitos. Todos ellos confrontan dificultades más o menos serias cuando en los canales hay irregularidades como descensos bruscos y ampliaciones, o bien, estructuras de control. Además, los sistemas de canales como los empleados en riego y drenaje son casi inabordables si se emplean los métodos tradicionales, sobre todo cuando se confrontan problemas de frontera si en los canales existen irregularidades y compuertas.

A continuación se presenta el método de diferencias finitas, con el cual se pueden reducir las dificultades antes mencionadas, con la ventaja adicional de ser también aplicable a sistemas de canales en régimen subcrítico y supercrítico.

Este procedimiento está basado en dos ideas directrices muy simples.

La primera consiste en subdividir el canal en tramos sucesivos, en cada uno de los cuales se establecen las ecuaciones dinámicas y de continuidad, en diferencias finitas. El sistema de ecuaciones lineales así obtenido permite

expresar a las velocidades en cada una de las secciones extremas de cada tramo como una combinación de los tirantes en ellas. La segunda idea consiste en aplicar la ecuación de continuidad en cada una de las secciones, con lo cual se logra, simultáneamente, tomar en cuenta los ingresos o egresos al canal y el establecimiento de una ecuación lineal que relaciona a los tirantes en cada sección con los de las vecinas inmediatamente aguas arriba y aguas abajo. Con esto se consigue establecer, a lo largo del canal un sistema de ecuaciones lineales tridiagonal, de tal manera que los coeficientes se expresan en términos de los parámetros hidráulicos un instante antes del cálculo y las incógnitas son los tirantes en cada una de las secciones en el instante en que se realiza el cálculo.

## 7.2.- Método básico de diferencias finitas.

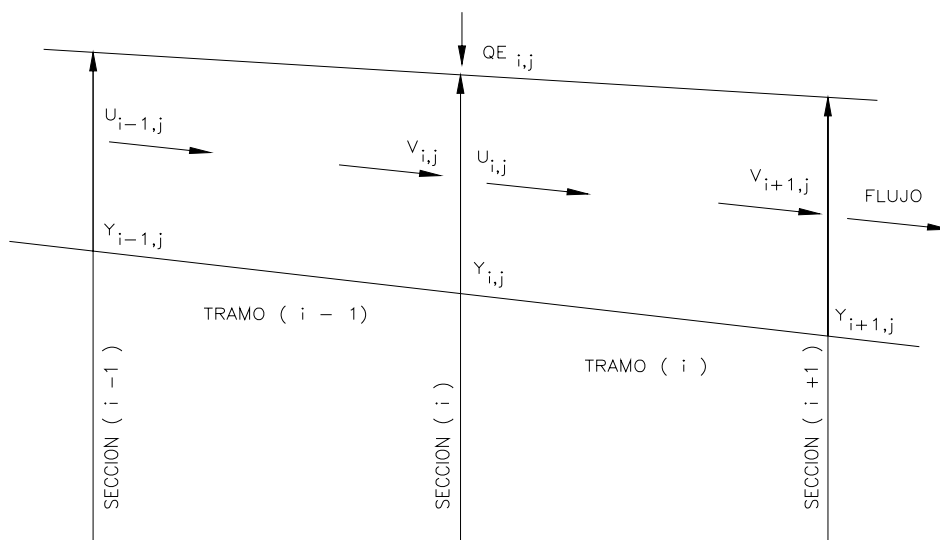
Las ecuaciones dinámica y de continuidad para un canal pueden expresarse respectivamente como:

$$\frac{\partial Y}{\partial x} + \frac{\partial Z}{\partial x} = - \left( \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + sf \right) \quad (92)$$

y

$$\frac{\partial(Av)}{\partial x} - B \frac{\partial Y}{\partial t} \quad (93)$$

Con el objeto de escribirlas en diferencias finitas se empleará la notación indicada en la (figura 29).



**Figura 29. Volúmenes de control considerados en el esquema de diferencias finitas.**

Teniendo en cuenta que tanto los tirantes como las velocidades varían con el tiempo y la distancia. Los distintos términos de las ecuaciones 92 y 93 se pueden escribir en diferencias finitas, como:

$$\frac{\partial Y^*}{\partial x} = \frac{\theta}{\Delta x} (Y_{i+1,j+1} - Y_{i,j+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \quad (94)$$

$$\frac{\partial Z^*}{\partial x} = \frac{Z_{i+1} - Z_i}{\Delta x} \quad (95)$$

$$\frac{v}{g} \frac{\partial v^*}{\partial x} = \frac{V_{i+1,j+1} - U_{i,j+1}}{2g \Delta x} (V_{i+1,j} - U_{i,j}) \quad (96)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v^*}{\partial t} = \frac{1}{2g \Delta x} [(U_{i,j+1} + V_{i+1,j+1}) - (U_{i,j} + V_{i+1,j})] \quad (97)$$

$$Sf \cong \frac{1}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^{4/3}} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| (U_{i,j+1} + V_{i+1,j+1}) \quad (98)$$

$$\frac{\partial(AV)}{\partial x} \cong \frac{A_{i+1,j} V_{i+1,j+1} - A_{i,j} U_{i,j+1}}{\Delta x_i} \quad (99)$$

$$B \frac{\partial Y}{\partial t} \cong \frac{B_{i+1,j} + B_{i,j}}{4\Delta x_i} [(Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1}) - (Y_{i+1,j} + Y_{i,j})] \quad (100)$$



Sustituyendo las ecuaciones 94 a 98 en la ecuación 92 y las ecuaciones 99 y 100 en la 93 se obtiene respectivamente:

$$\frac{1}{2\theta} \left[ \frac{V_{i+1,j} - V_{i,j}}{g} + \frac{\Delta x}{g\Delta t} + \frac{\Delta x}{2} \left( \frac{n}{(RM_{i,j})^{2/3}} \right)^2 |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \right] (U_{i,j+1} + V_{i+1,j+1})$$

$$Y_{i+1,j+1} - Y_{i,j+1} + \frac{1-\theta}{g} (Y_{i+1,j} Y_{i,j}) + \frac{Z_{i+1} - Z_i}{\theta} - \frac{\Delta x}{2g\Delta t\theta} (U_{i,j} + V_{i+1,j}) \quad (101)$$

$$A_{i,j} U_{i,j+1} - A_{i+1,j+1} = \frac{(B_{i,j} + B_{i+1,j})\Delta x}{4\Delta t} [(Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1}) - (Y_{i+1,j} + Y_{i,j})] \quad (102)$$

Las ecuaciones 101 y 102 forman un sistema lineal no homogéneo en  $U_{i,j+1}$  y  $V_{i+1,j+1}$ , incógnitas que pueden despejarse usando la regla de cramer. Para hacerlo es conveniente establecer previamente las siguientes fórmulas:

$$A_{i,j} = (\omega_i + kY_{i,j}) Y_{i,j} \quad (103)$$

$$r_{i,j} = \frac{A_{i,j}}{(\omega_i + 2\sqrt{1+k^2} Y_{i,j})} \quad (104)$$

$$B_{i,j} = \omega_i + 2kY_{i,j} \quad (105)$$

$$RM_{i,j} = \frac{1}{2} (r_{i,j} + r_{i+1,j}) \quad (106)$$

$$CA_{i,j} = -\frac{1}{2\theta} \left[ \frac{V_{i+1,j} - U_{i,j}}{g} + \frac{\Delta x}{g\Delta t} + \frac{\Delta x}{2} \left( \frac{n}{(RM_{i,j})^{2/3}} \right)^2 |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \right] \quad (107)$$

$$CC_{i,j} = \frac{1-\theta}{\theta} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) + \frac{Z_{i+1} - Z_i}{\theta} - \frac{\Delta x}{2g\Delta t\theta} (U_{i,j} + V_{i+1,j}) \quad (108)$$

$$CB_{i,j} = \frac{(B_{i,j} + B_{i+1,j})}{4\Delta t} \Delta x \quad (109)$$

$$CD_{i,j} = CB_{i,j} (Y_{i+1,j} + Y_{i,j}) \quad (110)$$

$$\sum A_{i,j} = A_{i,j} + A_{i+1,j} \quad (111)$$

$$P_{i,j} = \frac{CB_{i,j}}{\sum A_{i,j}} + \left( \frac{A_{i+1,j}}{CA_{i,j} \sum A_{i,j}} \right) \quad (112)$$

$$Q_{i,j} = \frac{CB_{i,j}}{\sum A_{i,j}} - \left( \frac{A_{i+1,j}}{CA_{i,j} \sum A_{i,j}} \right) \quad (113)$$

$$R_{i,j} = \frac{CC_{i,j} A_{i+1,j}}{(CA_{i,j} \sum A_{i,j})} - \left( \frac{CD_{i,j}}{\sum A_{i,j}} \right) \quad (114)$$

$$S_{i,j} = \frac{A_{i,j}}{(CA_{i,j} \sum A_{i,j})} - \left( \frac{CB_{i,j}}{\sum A_{i,j}} \right) \quad (115)$$

$$T_{i,j} = \frac{A_{i,j}}{(CA_{i,j} \sum A_{i,j})} + \left( \frac{CB_{i,j}}{\sum A_{i,j}} \right) \quad (116)$$

$$W_{i,j} = \frac{CC_{i,j} A_{i,j}}{(CA_{i,j} \sum A_{i,j})} + \left( \frac{CD_{i,j}}{\sum A_{i,j}} \right) \quad (117)$$

Con ayuda de las fórmulas 112 a 116 las velocidades  $U_{i,j+1}$  y  $V_{i+1,j+1}$  despejadas del sistema 101 y 102 resultan ser:

$$U_{i,j+1} = P_{i,j} Y_{i+1,j+1} + Q_{i,j} Y_{i,j+1} + R_{i,j} \quad (118)$$

y

$$V_{i+1,j+1} = S_{i,j} Y_{i+1,j+1} - T_{i,j+1} + W_{i,j} \quad (119)$$

Estableciendo ahora la ecuación de continuidad en la sección  $i$  se concluye que:

$$A_{i,j} U_{i,j+1} - [\theta QE_{i,j+1} + (1-\theta)QE_{i,j}] = A_{i,j} V_{i,j+1} \quad (120)$$

Sustituyendo 118 y 119 en 120 y ordenando se encuentra la relación fundamental:

$$T_{i-1,j} Y_{i-1,j+1} + (Q_{i,j} - S_{i-1,j}) Y_{i,j+1} + P_{i,j} Y_{i+1,j+1} = W_{i-1,j} - R_{i,j} + \frac{1}{A_{i,j}} (\theta QE_{i,j+1} + (1-\theta)QE_{i,j}) \quad (121)$$

Dado que para el cálculo de canales en régimen subcrítico se requiere establecer una condición de frontera aguas arriba y otra aguas abajo, puede

suponerse que solamente la sección inicial 1 se introduce un gasto variable en el tiempo y que, en la sección final M, el tirante permanece constante e igual a  $Y_f$ . Se puede establecer las relaciones siguientes, a partir de la ecuación 121.

Sección inicial.  $i = 1$

$$a_{1,1} = Q_{i,j} \quad (122)$$

$$a_{1,2} = P_{1,j} \quad (123)$$

$$b_1 = -R_{1,j} + \frac{1}{A_{1,j}} (\theta Q E_{1,j+1} + (1-\theta) Q E_{1,j}) \quad (124)$$

Sección intermedias.  $i = 2$  a  $M - 2$

$$a_{i-1,i} = T_{i-1,j} \quad (125)$$

$$a_{i,i} = Q_{i,j} - S_{i-1,j} \quad (126)$$

$$a_{i,i+1} = P_{i,j} \quad (127)$$

$$b_i = W_{i,j} - R_{i,j} \quad (128)$$

Sección penúltima.  $M - 1$

$$a_{M-1,M-2} = T_{M-2,j} \quad (129)$$

$$a_{M-1,M-1} = Q_{M-1,j} - S_{M-2,j} \quad (130)$$

$$b_{M-1} = W_{M-2,j} - R_{M-1,j} - P_{M,j} Y_f \quad (131)$$

Además, debe tenerse en cuenta que, en la sección final, M, la velocidad valdrá:

$$V_{M,j+1} = -T_{M-1,j} Y_{M-1,j+1} + W_{M-1,j} + S_{M-1,j} Y_f \quad (132)$$

Como puede verse, para cada instante  $j+1$  se puede establecer un sistema de ecuaciones tridiagonal que relacione a todos los tirantes  $Y_{i,j+1}$ . Resulta conveniente recordar que un sistema como este se escribe:

$$\begin{array}{rcl}
 a_{11} x_1 + a_{12} x_2 & = & b_1 \\
 a_{21} x_1 + a_{22} x_2 + a_{23} x_3 & = & b_2 \\
 a_{32} x_2 + a_{33} x_3 + a_{34} x_4 & = & b_3 \\
 \cdot & & \cdot \\
 \cdot & & \cdot \\
 a_{L,L-1} x_{L-1} + a_{LL} x_L & = & b_L
 \end{array}$$

Por otra parte, también debe recordarse que este tipo de sistema se resuelve por medio de cuatro instrucciones siguientes:

$$S1. \quad c_1 = a_{11}, d_1 = b_1$$

S2. Desde  $i = 2$  hasta  $L$

$$c_i = a_{i,i} - \frac{a_{i,i-1} a_{i-1,i}}{c_{i-1}}$$

$$d_i = b_i - \frac{a_{i,i-1} d_{i-1}}{c_{i-1}}$$

$$S3. \quad x_L = \frac{d_L}{c_L}$$

S4. Desde  $i = L-1$  hasta  $1$

$$x_i = \frac{d_i}{c_i} - \frac{a_{i,i+1}}{c_i} x_{i+1}$$

Como es sabido, cuando se calculan canales en régimen supercrítico, para obtener una solución específica se debe definir en uno de los extremos del canal en estudio dos condiciones de frontera, por tal motivo considérese que en la sección inicial son conocidos tanto el gasto de ingreso como el tirante. En tal caso el método es más sencillo, toda vez que ni siquiera se necesita resolver el sistema tridiagonal, puesto que solamente se requiere ir despejando los tirantes aguas abajo. En efecto, si tanto  $QE_{i,j+1}$  son conocidos resultará que de acuerdo con la ecuación 122.

$$Y_{2,j+1} = \frac{1}{P_{1,j}} \left[ -R_{1,j} - Q_{1,j} Y_{1,j+1} + \frac{1}{A_{1,j}} (\theta QE_{1,j+1} + (1-\theta) QE_{1,j}) \right] \quad (133)$$

Y después, desde  $i = 2$  hasta  $M$ , por la misma ecuación:

$$Y_{i+1,j+1} = \frac{1}{P_{1,j}} [W_{i-1,j} - R_{i,j} - (Q_{i,j} - S_{i-1,j})Y_{i,j+1} - T_{i-1,j}Y_{i-1,j+1}] \quad (134)$$

Por lo demás, tanto en régimen subcrítico como en supercrítico debe tenerse cuidado de seleccionar los valores de  $\theta$ ,  $\Delta x$ , y  $\Delta t$ , de acuerdo con los criterios de estabilidad establecidos, para conseguir resultados continuos y confiables. De esta manera se evita el empleo de trucos de cálculo que si bien logran ese tipo de resultados, no describen a fenómenos que se pretende estudiar, de modo que conducen a soluciones de computadora y no a soluciones hidráulicas.

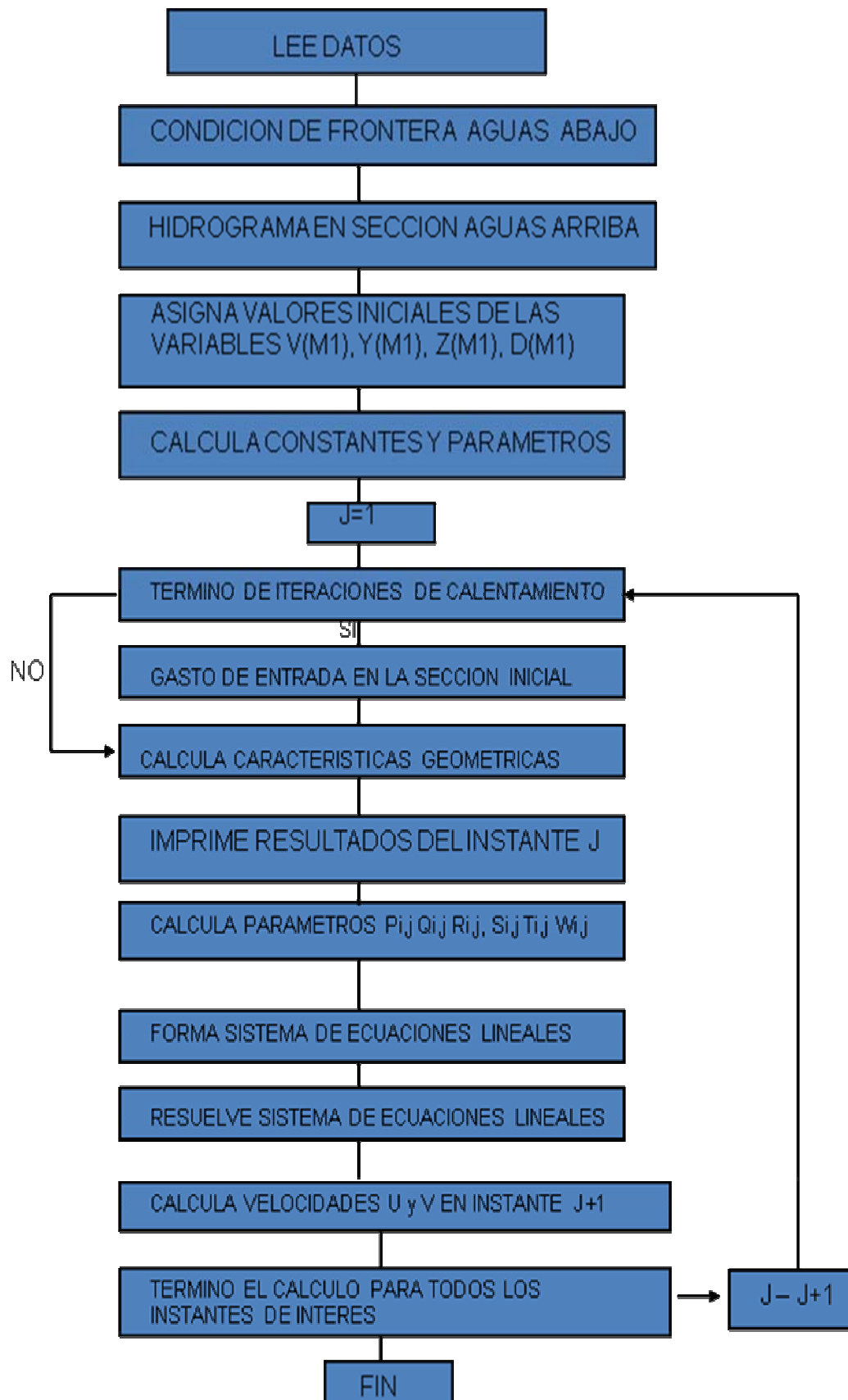
Finalmente debe aclararse que los cálculos hechos con el método expuesto han sido cotejados con los de los procedimientos tradicionales para régimen subcrítico, con resultados bastante satisfactorios.

### 7.3.- Aplicación del método de diferencias finitas.

En el Instituto de Ingeniería de la (U.N.A.M.), se han desarrollado diversos programas que resuelven eficazmente el tránsito de avenidas, para este caso en particular de redes de alcantarillado en régimen subcrítico se utiliza el programa denominado TRAVEC.BAS que transita avenidas en redes de drenaje aplicando el método de diferencias finitas.

De acuerdo con las ideas expuestas se puede ya indicar la forma de utilizar el método propuesto. Tal diseño se hará mediante la siguiente secuela de cálculo tal y como se muestra en siguiente diagrama de flujo.

**PROGRAMA PARA EL TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CANALES CIRCULARES EN RÉGIMEN SUBCRÍTICO**



Para poner en funcionamiento el programa que transita avenidas en régimen subcrítico se necesita generar un archivo de texto con extensión "txt" que contiene los datos de diseño.

Ver al final de esta tesis "anexo c" donde se explica detalladamente la entrada de datos que requiere el programa para poder transitar la avenida, así como el funcionamiento detallado del programa TRAVEC.BAS. También al final de la tesis se anexa CD con el programa y archivo ejecutable.

#### **7.4.- Análisis de tuberías trabajando a presión mediante la aplicación del programa travec.bas.**

Una vez analizado el funcionamiento del programa TRAVEC.BAS para canales circulares en régimen subcrítico, procedemos a realizar el análisis del funcionamiento del programa cuando la tubería trabaja a presión, esto con el objeto de poder observar si el programa en cuestión tiene alguna aplicación y relación con el cálculo de conductos circulares que trabajan a presión, así de esta manera realizaremos un cálculo mediante las formulas tradicionales para el cálculo de pérdidas, velocidades y gastos, para de esta manera comparar los resultados obtenidos de manera manual y verificar con los cálculos del programa. En un inicio procederemos a introducir los datos correspondientes al programa de manera que al momento que calcule el programa entre en carga la tubería en estudio.

Los datos que se introducen al programa para que trabaje son:

"G\TRAC3.TXT"

30,250,10800

5

0.018

100

3

4,3000,0.0037

4,2000,0.0037

4,2000,.0037  
100  
3.0  
10  
50, 3000,9000  
3  
1,2,3  
1  
"G:\RESULT7.RES"

Después de capturar los datos de diseño se obtiene la siguiente tabla de resultados.



**Resultados de simulación mediante la aplicación del programa travec.bas  
Análisis de tuberías trabajando a presión y como canal.**

U.N.A.M.

ALCANTARILLADO PLUVIAL

137

tiempo	seccion	tirante	velocidad	caudal	seccion	tirante	velocidad	caudal	seccion	tirante	velocidad	caudal
7800	1	1,566	3,065	13,950	2	1,570	3,118	13,548	3	1,516	3,019	13,140
8100	1	1,853	3,312	18,950	2	1,867	3,377	18,576	3	1,811	3,278	18,201
8400	1	2,127	3,516	23,950	2	2,140	3,572	23,591	3	2,088	3,490	23,233
8700	1	2,400	3,687	28,950	2	2,402	3,719	28,599	3	2,362	3,667	28,249
9000	1	2,677	3,826	33,950	2	2,667	3,836	33,600	3	2,639	3,810	33,252
9300	1	2,971	3,930	38,950	2	2,952	3,928	38,594	3	2,928	3,918	38,239
9600	1	3,305	3,998	43,950	2	3,278	3,994	43,573	3	3,251	3,989	43,201
9900	1	3,778	4,022	48,950	2	3,726	4,020	48,521	3	3,678	4,018	48,102
10200	1	6,751	4,150	53,950	2	6,345	4,144	53,583	3	5,978	4,139	53,250
10500	1	16,065	3,999	58,950	2	14,876	4,007	58,185	3	13,784	4,014	57,477
10800	1	25,498	3,468	58,025	2	24,008	3,504	57,575	3	22,578	3,538	57,125
11100	1	30,390	3,124	55,525	2	28,988	3,161	55,279	3	27,615	3,197	55,025
11400	1	32,858	2,897	53,025	2	31,597	2,931	52,912	3	30,348	2,966	52,790
11700	1	33,624	2,733	50,525	2	32,508	2,766	50,513	3	31,396	2,799	50,491
12000	1	33,018	2,611	48,025	2	32,045	2,643	48,098	3	31,070	2,676	48,163
12300	1	31,178	2,522	45,525	2	30,343	2,555	45,679	3	29,504	2,588	45,824
12600	1	28,150	2,463	43,025	2	27,454	2,497	43,257	3	26,751	2,531	43,481
12900	1	23,923	2,434	40,525	2	23,373	2,470	40,839	3	22,815	2,506	41,143
13200	1	18,393	2,442	38,025	2	18,011	2,481	38,430	3	17,619	2,520	38,824
13500	1	11,300	2,504	35,525	2	11,133	2,548	36,045	3	10,957	2,591	36,548
13800	1	3,230	3,074	33,025	2	3,252	2,980	33,090	3	3,313	2,964	33,823
14100	1	2,558	3,568	30,525	2	2,582	3,538	30,898	3	2,626	3,540	31,338
14400	1	2,382	3,572	28,025	2	2,390	3,570	28,215	3	2,405	3,577	28,413
14700	1	2,242	3,497	25,525	2	2,251	3,500	25,708	3	2,262	3,508	25,890
15000	1	2,103	3,411	23,025	2	2,113	3,417	23,209	3	2,124	3,424	23,394
15300	1	1,964	3,314	20,525	2	1,974	3,321	20,712	3	1,985	3,330	20,899
15600	1	1,821	3,204	18,025	2	1,832	3,213	18,216	3	1,843	3,222	18,407
15900	1	1,674	3,078	15,525	2	1,686	3,089	15,722	3	1,698	3,099	15,918
16200	1	1,520	2,932	13,025	2	1,533	2,945	13,229	3	1,545	2,958	13,433
16500	1	1,355	2,760	10,525	2	1,370	2,776	10,740	3	1,384	2,792	10,953
16800	1	1,316	2,749	10,000	2	1,326	2,777	9,999	3	1,316	2,749	9,998
17100	1	1,316	2,748	10,000	2	1,326	2,777	10,000	3	1,316	2,748	10,000
17400	1	1,315	2,747	10,000	2	1,326	2,778	10,000	3	1,315	2,747	10,000
17700	1	1,315	2,746	10,000	2	1,327	2,779	10,000	3	1,315	2,746	10,000
18000	1	1,315	2,745	10,000	2	1,327	2,780	10,000	3	1,315	2,745	10,000
18300	1	1,315	2,744	10,000	2	1,327	2,781	10,000	3	1,315	2,744	10,000

Los resultados que se obtienen mediante el programa son:

Las características geométricas de la tubería en estudio son:

Diámetro = 4.00 metros.

Pendiente = 0.0037

Coefficiente de rugosidad "n" = 0.018

Los resultados que se obtienen del programa son de tres secciones como se puede observar en la tabla donde se nos muestran con respecto al tiempo y sección las características de funcionamiento hidráulico como tirante, velocidad y caudal, si procedemos a analizar la sección uno en el intervalo de tiempo de 12000 y 12300 segundos tenemos los siguientes datos Cuadro 18.

**Cuadro 18. Funcionamiento hidráulico.**

Tiempo	Sección	Tirante	Velocidad	Caudal
12000	1	33.018	2.611	48.025
12300	1	31.178	2.522	45.525

Cabe hacer mención que el tirante esta expresado en metros, la velocidad en m/s, y el caudal en m<sup>3</sup>/s.

Si se procede a analizar el funcionamiento de la tubería mediante métodos tradicionales se tienen las siguientes fórmulas para conductos que trabajan parcialmente llenos:

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left( 1 - \frac{d}{r} \right)$$

$$d = r \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right)$$

$$P_m = \pi D \frac{\theta}{360}$$

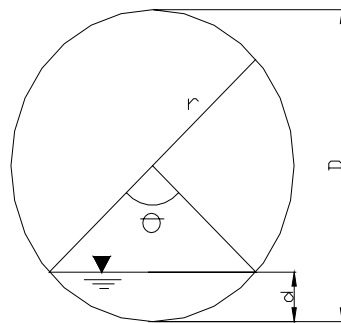
$$r_h = \frac{r}{2} \left( 1 - \frac{360 \sin \theta}{2\pi \theta} \right)$$

$$A = r^2 \left( \frac{\pi\theta}{360} \right) - \left( \frac{\text{sen}\theta}{2} \right)$$

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

donde:

- d Tirante hidráulico, m.
- D Diámetro interior del tubo, m.
- A Área de sección transversal del flujo, m<sup>2</sup>
- P<sub>m</sub> Perímetro mojado, m.
- r<sub>h</sub> Radio hidráulico, m.
- θ Angulo en grados.
- n coeficiente de rugosidad de la tubería (0.013)



De esta manera podemos integrar la siguiente tabla y obtener los siguientes resultados tomando como tirantes 4.00 metros y 3.752 metros que es el 93.8 % donde se presenta en su máxima expresión el caudal, además tomaremos en consideración un tramo que no trabaje a presión que se presenta a continuación: Cuadro 19.

**Cuadro 19.- funcionamiento hidráulico a superficie libre.**

Tiempo	Sección	Tirante	Velocidad	Caudal
9900	1	3.778	4.022	48.950

Ahora se presentan los cálculos realizados mediante formulas tradicionales  
Cuadro 20:

**Cuadro 20.- Funcionamiento hidráulico de una sección circular.**

d (m)	$\theta$	Pm (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)
4.00	360.00	12.566	12.566	1.00	3.379	42.465
3.752	302.327	10.553	12.243	1.160	3.731	45.680
3.778	305.495	10.663	12.292	1.152	3.715	45.666

Como puede observarse en la tabla anteriormente calculada el máximo caudal que se puede desalojar por la tubería es de 45.68 m<sup>3</sup>/s, con una velocidad de 3.731 m/s, por lo que se puede observar que en las secciones analizadas mediante el programa en los tiempos de 12000 y 12300 segundos se obtienen otros resultados esto con respecto a la velocidad por lo que se puede decir que el programa no ajusta adecuadamente cuando trabaja totalmente lleno y cuando entra en carga. En cambio con respecto al caudal no existe mucho margen de error sobre todo en el tiempo 12300 seg, ya que prácticamente es mínima la diferencia, cabe hacer mención que en este caso las velocidades si se encuentran muy disparadas con diferencia de aproximadamente 1.2 m/seg.

Por otro lado analizando la sección uno del programa en el tiempo 9900 segundos que aun no ha entrado en carga, podemos observar un tirante de 3.778 metros, velocidad de 4.022 m/seg y un caudal de 48.95 m<sup>3</sup>/seg, y realizando el calculo mediante fórmulas tradicionales se observa que existe diferencia en cuanto a velocidad y gasto ya que resultan menores los resultados en el calculo mediante fórmulas tradicionales, aproximadamente esta sobredimensionado el resultado del programa en un 8% mas donde se podría decir que puede ser tolerable ya que no es tan significativa la diferencia con el calculo tradicional.

Ahora trataremos de analizar como se comporta el programa con respecto a la fórmula de manning considerando pérdidas por fricción.

$$hf = KLQ^2 \quad (135)$$

$$K = \frac{10.293n^2}{d^{16/3}} \quad (136)$$

$$Q = \frac{A}{n} xR^{2/3} xS^{1/2} \quad (137)$$

$$V = \frac{1}{n} xR^{2/3} xS^{1/2} \quad (138)$$

$$Q = VA \quad (139)$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad (140)$$

Donde: hf pérdidas por fricción en metros.

K constante de manning.

n coeficiente de rugosidad de la tubería según manning.

d diámetro de la tubería en metros.

Q gasto en m<sup>3</sup>/seg.

A área hidráulica del conducto en m<sup>2</sup>.

R radio hidráulico en metros.

S pendiente

V velocidad en m/seg.

Si tomamos en consideración que el programa analiza secciones de 100 metros de separación entre sección y sección tomaremos para este análisis las secciones 1 y 2 correspondientes al tiempo 12000 segundos donde obtenemos los siguientes resultados Cuadro 21:

**Cuadro 21.- funcionamiento hidráulico a presión.**

Tiempo	Sección	Tirante	Velocidad	Caudal
12000	1	33.018	2.611	48.025
12000	2	32.045	2.643	48.098

Cabe hacer mención que el tirante esta expresado en metros, la velocidad en m/s, y el caudal en m<sup>3</sup>/s.

Las características geométricas de la tubería en estudio son:

Diámetro 4.00 metros.

Pendiente 0.0037

Coefficiente de rugosidad "n" 0.018

Longitud entre sección y sección 100 metros.

Al sustituir datos tenemos:

$$K = \frac{10.293n^2}{d^{16/3}}$$

$$K = \frac{10.293(0.018)^2}{(4.00)^{16/3}} = 2.0516 \times 10^{-6}$$

$$hf = KLQ^2$$

$$Q = \frac{Q1 + Q2}{2} = \frac{48.025 + 48.098}{2} = 48.0615 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$hf = 2.0516 \times 10^{-6} (100) (48.0615)^2 = 0.47390 \text{ mts}$$

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

$$V = \frac{1}{0.18} x 1.00^{2/3} x 0.0037^{1/2} = 3.379 \text{ m} / \text{seg}$$

Puede observarse que las pérdidas por fricción entre sección y sección es de 0.47 mts y que no se manifiestan de la misma manera en el calculo del programa, por lo que el programa no ajusta el cálculo para tuberías a presión.

Con respecto al caudal desalojado debería de manifestarse en el programa una velocidad de 3.379 y sin embargo manifiesta una velocidad aproximada de 2.6 m/s. Y en consecuencia debería de presentar un caudal de 32.67 m<sup>3</sup>/s.

## 7.5.- Análisis y comparación de flujos a presión con flujos presurizados mediante la aplicación de la Ranura de Priessmann.

Los flujos de superficie libre que pueden presurizar el conducto durante las condiciones de estado de transición son llamadas flujos presurizados de libre superficie. Tales flujos pueden ocurrir en tuberías o en túneles de planta de poder electrolítico.

Meyer-Peter y Calame estudió este tipo de flujo al investigar el drenaje en el túnel de la Planta de Poder Hidroeléctrico Wettingen. Sus resultados computados estaban cerca de aquellos medidos en un modelo hidráulico. En 1937, Drioli reportó sus observaciones en las olas de traslación en un canal industrial. Jaeger discutió este problema y presentó un número de expresiones para varios casos posibles. Priessmann, Cunge, Cunge y Wegner, Amoroch y Strelkoff, y Wiggert estudiaron tales flujos utilizando computadoras digitales.

Para facilitar la comparación, déjenos escribir las ecuaciones que describen los flujos en canales abiertos y conductos cerrados:

### 1. Canales abiertos

#### a. ecuación de continuidad

$$\frac{\partial y}{\partial t} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (141)$$

#### b. ecuación dinámica

$$g \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (142)$$

### 2. Conductos cerrados

#### a. ecuación de continuidad

$$\frac{\partial H}{\partial t} + V \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (143)$$

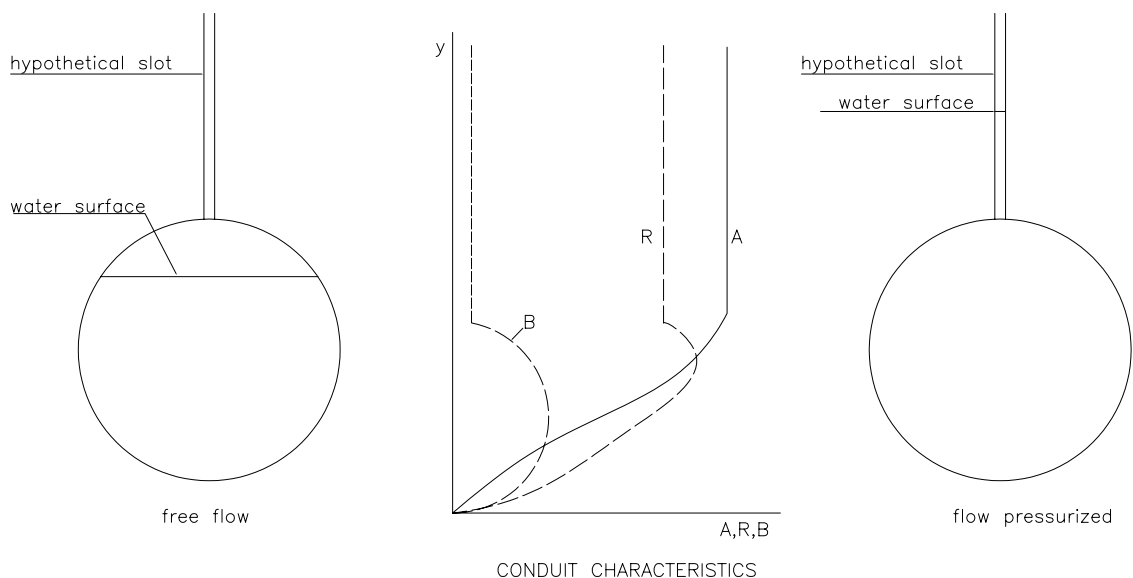
b. ecuación dinámica

$$g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (144)$$

en que H = cabeza piezométrica y a: carga de agua velocidad de la ola.

Una comparación de las ecuaciones 141 y 142, y 143 y 144 muestra que estas ecuaciones son idénticas si la profundidad del flujo, y, es asumido igual a la cabeza del piezómetro H, y es  $a = \sqrt{gA/B} = c$ , en donde c = celeridad de las ondas superficiales.

Se puede analizar el flujo presurizado resolviendo las ecuaciones St. Venant usando una técnica interesante concebida por Priessmann. En esta técnica, una dirección se asume en lo alto del conducto de manera que el mismo no incremente en su área seccional o en el radio hidráulico de la conducción y la presión (figura 30).



**Figura 30.- Características de conducción a superficie libre y a presión.**



La amplitud de este espacio se selecciona como  $c=a$ . Entonces, la superficie libre y los flujos de presión no tienen que ser analizados de manera separada. Una vez que pasan por el conducto, entonces la profundidad, y, determinada usando las ecuaciones St. Venant, es la cabeza de la presión actuando en las paredes de conducto en la locación. Esta técnica ha sido exitosa usada para el análisis de los drenajes y por el análisis de los túneles de la planta de poder hidroeléctrico.

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación:

## 7.6.- Comparación hipotética del funcionamiento hidráulico de la ranura de priessmann y flujos a presión.

### Datos:

Diámetro = 4.00 m  
Coeficiente de rugosidad = 0.018  
Pendiente = 0.0037  
Abertura de ranura 5% Ø = 0.2 m  
Tirante a presión (Y) = 16.065 m  
Sección = 1.00  
Tiempo = 10500.00 s  
Tirante (Y') = 12.07 m

### Area hidráulica:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} + Y' \times \text{Abertura de ranura} = m^2$$

Area = 14.98 m<sup>2</sup>

### Perimetro mojado:

$$Pm = \frac{\pi \phi \theta}{360} + (2 \times Y') = m$$

Pm = 36.70 mts

### Radio hidráulico:

$$Rh = \frac{A}{Pm} = mts$$

Rh = 0.41 m

### Celeridad de las ondas superficiales:

$$a = \sqrt{gA/B} = c$$

a = 27.11 m/s

Velocidad:

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

$$V = 1.86 \quad m/s$$

Gasto:

$$Q = VxA = m^3 / seg$$

$$Q = 27.86 \quad m^3/s$$

### 7.7.- Comparación hipotética del funcionamiento hidráulico del nivel piezométrico y flujos a presión.

En la figura se muestra una tubería de longitud "L" funcionando a presión. Al aplicar el principio de la conservación de la energía entre las secciones uno y dos, se tiene:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + hf \quad (144)$$

Donde  $z$ ,  $P$  y  $V$  representan la elevación respecto a un plano horizontal de referencia de la posición, la presión y la velocidad media, respectivamente. Además  $\alpha$  es el coeficiente de coriolis (que tiene valores entre 1.03 y 1.13; para fines prácticos en muchas ocasiones se considera igual a uno),  $\gamma$  es el peso específico del agua,  $g$  la aceleración de la gravedad y por último  $hf$  es la pérdida de carga debido a la fricción en las paredes del conducto.

Para este caso la ecuación de continuidad se establece como:

$$A_1 V_1 = A_2 V_2 \quad (145)$$

Se entiende por nivel piezométrico a la unión de los puntos que marcan en cada sección la suma de las cargas de posición y de presión por arriba del plano de referencia.

Para una tubería con el área de sección transversal constante ( $A_1 = A_2$ ), resulta que:

$$V_1 = V_2 = V \quad (146)$$

Si además se considera que  $\alpha_1 = \alpha_2$ , y que:

$$h_1 = z_1 + \frac{P_1}{\gamma} \quad \text{y} \quad h_2 = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} \quad (147)$$

La ecuación 144 se reduce a:

$$hf_1 = h_1 - h_2 \quad (148)$$

El nivel piezométrico siempre tendrá una pendiente descendente la cual depende de las pérdidas de carga las cuales a su vez dependen de la rugosidad del tubo, y será más pronunciada cuando sean mayores estas Ver figura 31.

La línea de alturas totales es la representación gráfica de la energía por unidad de masa de cada sección. Para cada sección se representa, respecto a un plano de referencia, la energía total.

La ordenada entre el eje de la corriente y la línea de alturas piezométricas es igual a la altura de presión en la sección en cuestión.

La presión de un fluido se transmite con igual intensidad en todas las direcciones y actúa normalmente a cualquier superficie plana.

Las medidas de presión se realizan con los manómetros, que pueden ser de diversas clases. La presión manométrica representa a la presión relativa con relación a la presión atmosférica.

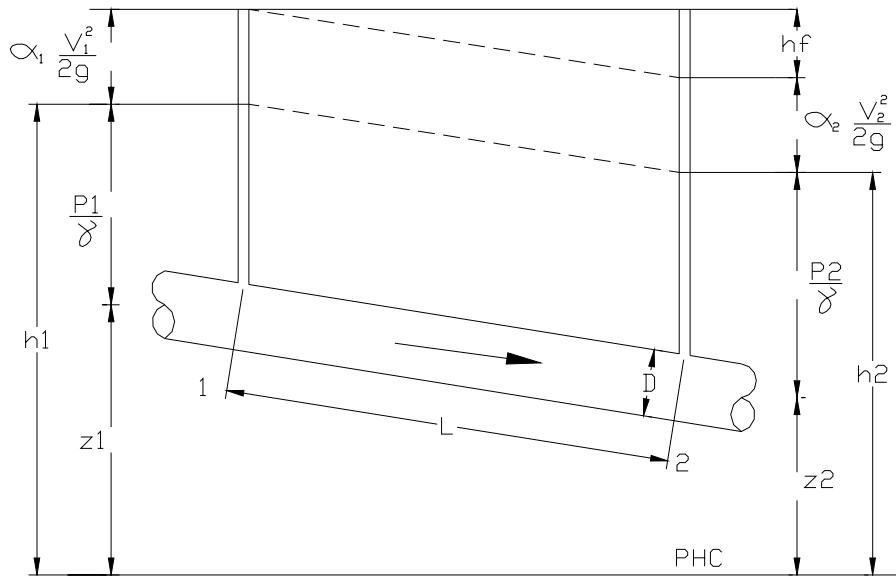
La presión se expresa por la magnitud de una fuerza  $F$  perpendicular a una superficie dividida sobre un área  $A$ . En general:

$$p = \frac{F}{A} \quad (149)$$

La altura de presión representa la altura de una columna de fluido homogéneo que de la presión dada.

$$h = \frac{P}{\gamma} \quad (150)$$

Donde  $P$  es la presión y  $\gamma$  es el peso específico del fluido.



**Figura 31.- Nivel piezométrico y cargas en los extremos de un tubo.**

Ahora se presenta un ejemplo de aplicación con respecto a la simulación llevada a cabo con anterioridad.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de la simulación en el plano de las secciones 1 y 2 respectivamente para poder realizar un análisis.

Si tomamos en consideración que el programa analiza secciones de 100 metros de separación entre sección y sección tomaremos para este análisis las secciones 1 y 2 correspondientes al tiempo 12000 y 12300 segundos donde obtenemos los siguientes resultados Cuadro 22:

**Cuadro 22. - Funcionamiento hidráulico a presión.**

Tiempo	Sección	Tirante	Velocidad	Caudal
12000	1	33.018	2.611	48.025
12300	2	30.343	2.555	45.679

Cabe hacer mención que el tirante esta expresado en metros, la velocidad en m/seg, y el caudal en m<sup>3</sup>/s.

Si tomamos en consideración un nivel para el plano horizontal de comparación (PHC) un valor de 100.00 metros.

De la misma forma fijaremos el valor de  $Z_1$  para tener nuestros puntos de partida, así de esta manera tendremos los siguientes niveles para el análisis:

$$PHC = 100.00 \text{ m.}$$

$$Z_1 = 110.00 \text{ m.}$$

$$D = 4.00 \text{ m.}$$

$$n \text{ (coeficiente de rugosidad)} = 0.018$$

Si tenemos que la tubería en el análisis tiene una pendiente constante  $S = 0.0037$  y la separación entre secciones es de 100.00 metros respectivamente entonces podemos calcular la elevación de  $Z_2$ .

$$Z_2 = 110.00 - (100.00 \times 0.0037) = 109.63 \text{ m.}$$

$$Z_2 = 109.63 \text{ m.}$$

En función de la tabla de resultados para las secciones 1 y 2 en los tiempos

12000 y 12300 segundos podemos calcular la altura de presión  $h = \frac{P}{\gamma}$ .

Para la sección 1 tenemos:

$$\frac{P}{\gamma} = \left( \frac{D}{2} \right) + (\text{tirante} - D) = \left( \frac{4.00}{2} \right) + (33.018 - 4.00) = 31.018m.$$

$$\frac{P}{\gamma} = 31.018m.$$

Para la sección 2 tenemos:

$$\frac{P}{\gamma} = \left( \frac{D}{2} \right) + (\text{tirante} - D) = \left( \frac{4.00}{2} \right) + (30.343 - 4.00) = 28.343m.$$

$$\frac{P}{\gamma} = 28.343m.$$

Por lo tanto para la sección 1 el valor de  $h_1$  vale:

$$h_1 = Z_1 + \frac{P}{\gamma} = 110.00 + 31.018 = 141.018 \text{ m.}$$

Por lo tanto para la sección 2 el valor de  $h_2$  vale:

$$h_2 = Z_2 + \frac{P}{\gamma} = 109.63 + 28.343 = 137.973 \text{ m.}$$

Ahora también con la tabla de resultados podemos calcular la pérdida de

carga de velocidad representada por  $\frac{V^2}{2g}$

Para la sección 1 tenemos:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{2.611^2}{2 \times 9.81} = 0.3474m.$$

Para la sección 2 tenemos:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{2.555^2}{2 \times 9.81} = 0.3327m.$$

Por lo tanto la elevación final que se tiene al inicio de la sección es:

$$H_1 = h_1 + \frac{V^2}{2g} = 141.018 + 0.3474 = 141.3654 \text{ m.}$$

Por lo tanto la elevación final que se tiene al final de la sección es:



$$H_2 = h_2 + \frac{V^2}{2g} = 137.973 + 0.3327 = 138.3057 \text{ m.}$$

Ahora teniendo las variables completas podemos calcular las pérdidas que se presentan en el tramo en estudio:

$$hf = H_1 - H_2 = 141.3654 - 138.3057 = 3.0597 \text{ m.}$$

$$hf = 3.0597 \text{ m.}$$

Una vez realizado el análisis de funcionamiento a presión realizaremos una comparación en pérdidas con respecto a la formula de manning.

Las características geométricas de la tubería en estudio son:

Diámetro = 4.00 metros.

Pendiente = 0.0037

Coefficiente de rugosidad "n" = 0.018

Longitud entre sección y sección = 100 metros.

Al sustituir datos tenemos:

$$K = \frac{10.293n^2}{d^{16/3}}$$

$$K = \frac{10.293(0.018)^2}{(4.00)^{16/3}} = 2.0516 \times 10^{-6}$$

$$hf = KLQ^2$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{48.025 + 445.679}{2} = 46.852 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$hf = 2.0516 \times 10^{-6} (100)(46.852)^2 = 0.4503 \text{ mts}$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 \times 4.0^2}{4} = 12.56 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{46.852}{12.56} = 3.708 \text{ m..}$$

Puede observarse que las pérdidas por fricción entre sección y sección es de 0.468 m. y que no se manifiestan de la misma manera en el cálculo del piezómetro, por lo que el programa no ajusta el cálculo de pérdidas para tuberías a presión.

Con respecto a la velocidad en la tubería debería de manifestarse en el programa una velocidad de 3.70 m/s aproximadamente y sin embargo en el cálculo por el programa manifiesta una velocidad aproximada de 2.60 m/s.

CAPÍTULO VIII  
SIMULACIÓN DE LA RED DE DRENAJE MEDIANTE EL  
PROGRAMA ALCARED 4.0 SIN CONSIDERAR POZOS  
DE VISITA.

## **8.- SIMULACIÓN DE LA RED DE DRENAJE MEDIANTE EL PROGRAMA ALCARED 4.0 SIN CONSIDERAR POZOS DE VISITA.**

Una vez calculada geoméricamente e hidrúlicamente la red de drenaje mediante los métodos tradicionales se procede a realizar una simulación del funcionamiento hidrúlico de la red de drenaje mediante el programa de cómputo denominado ALCARED 4.0.

Esto se realiza con la finalidad de revisar que la red en estudio no trabaje a presión; es decir, que ningún tramo entre en carga considerando solamente la tubería de diseño sin las cajas de los pozos de visita, en el capítulo siguiente se tomara la consideración del mismo cálculo considerando las cajas de los pozos de visita y observar que fenómenos se presentan.

Como puede observarse en el capítulo anterior el cálculo hidrúlico de la red de drenaje se realizó únicamente considerando el funcionamiento por separado de cada uno de los tramos que componen la red en estudio, siendo así de esta manera necesario revisar como funciona la red de drenaje en su conjunto.

Del funcionamiento de la red se revisa si los tramos trabajan a presión para que se lleven a cabo las correcciones necesarias en el cálculo geométrico e hidrúlico para que todos los tramos de la red trabajen a superficie libre.

Programa de cómputo ALCARED 4.0

Este programa de cómputo permite revisar analíticamente y de modo gráfico el funcionamiento de la red de drenaje proporcionando los siguientes resultados:

- Esquema gráfico de funcionamiento de la red de drenaje.
- Elevación de la superficie libre del agua con respecto a la plantilla del canal.
- La relación  $Y/Do$  de cada uno de los tramos de la red de drenaje.
- La velocidad en m/s de cada uno de los tramos de la red de drenaje.
- El caudal en  $m^3/s$  de cada uno de los tramos de la red de drenaje.
- El cambio de velocidades y caudales en los distintos tiempos registrados dentro de la simulación.

Una vez obteniendo estos resultados se puede definir como esta funcionando la red de drenaje y realizar las adecuaciones geométricas e hidráulicas en caso de ser necesario para su buen funcionamiento.

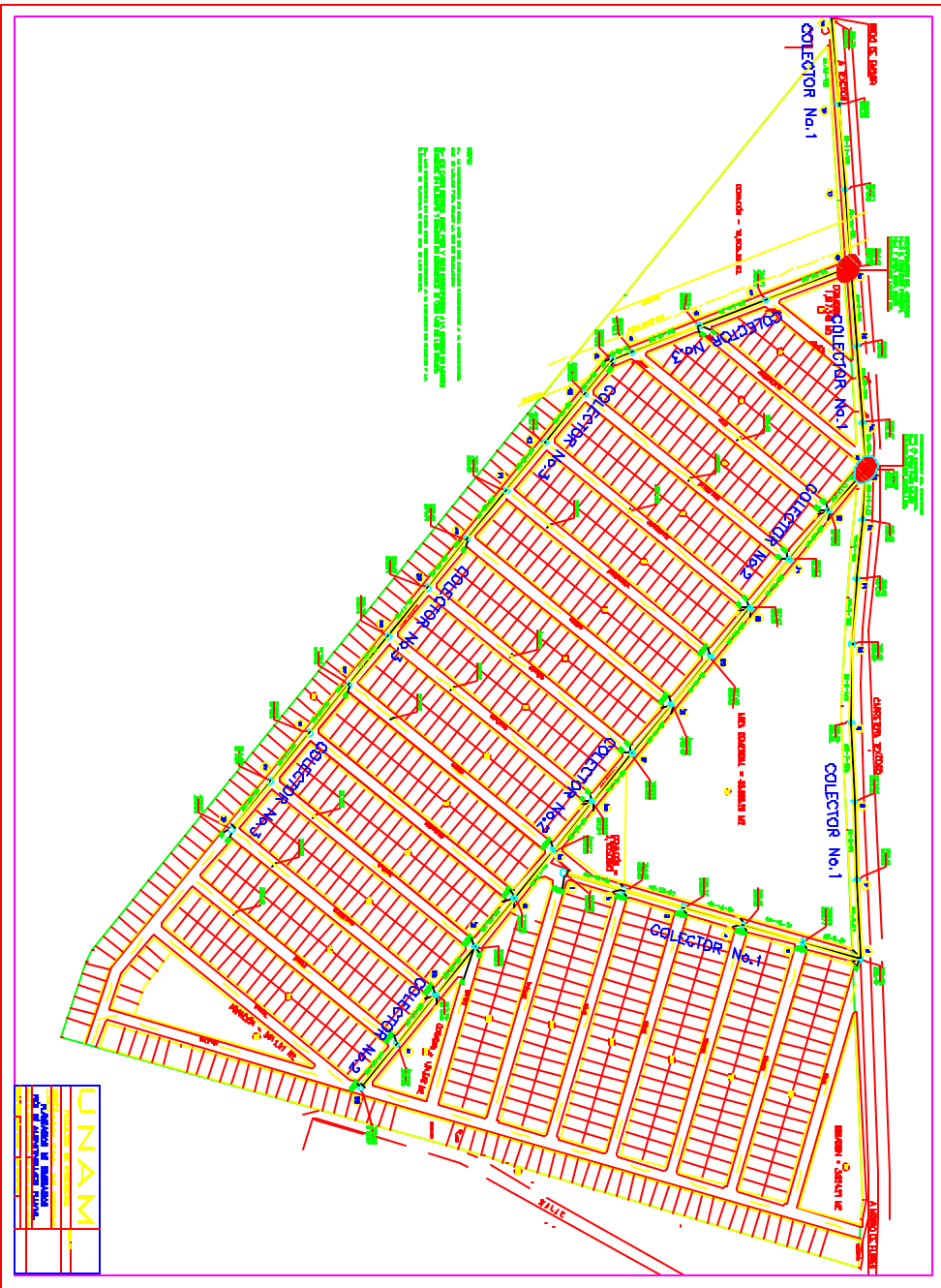
Los datos que requiere el programa de cómputo para poder llevar a cabo la simulación son los siguientes:

- En que tipo de régimen se encuentra trabajando la red de drenaje que para nuestro caso trabaja en régimen supercrítico.
- El gasto de entrada en el primer pozo.
- Número de pozos de colector principal.
- Gasto que lleva o capta cada uno de los tramos en  $m^3/s$ .
- Elevación de plantilla (arrastre hidráulico) y de terreno de cada uno de los pozos que componen la red de drenaje.
- Numeración consecutiva de cada uno de los pozos para poder armar la red de drenaje.
- Diámetro de cada uno de los tramos que componen la red de drenaje en metros.
- Longitud de cada uno de los tramos que componen la red de drenaje en metros.

- Realizar correctamente las ligas entre los tramos de incorporación al colector principal.
- Al final de esta tesis se anexan los datos que se introducen al programa pueden observarse en el capítulo de anexos identificado como "anexo d".

A continuación se presenta la planeación en un plano digitalizado de los datos que requiere el programa.

## **8.1.-PLANO DE SIMULACIÓN DE RED.**



<b>UNAM</b>	
<b>UNIVERSITY OF NAGALAND</b>	<b>WATER SUPPLY &amp; SEWERAGE DEPARTMENT</b>
PROJECT: <b>SEWERAGE COLLECTION SYSTEM</b> LOCATION: <b>...</b> SCALE: <b>...</b> DATE: <b>...</b>	
DRAWN BY: <b>...</b> CHECKED BY: <b>...</b> APPROVED BY: <b>...</b>	

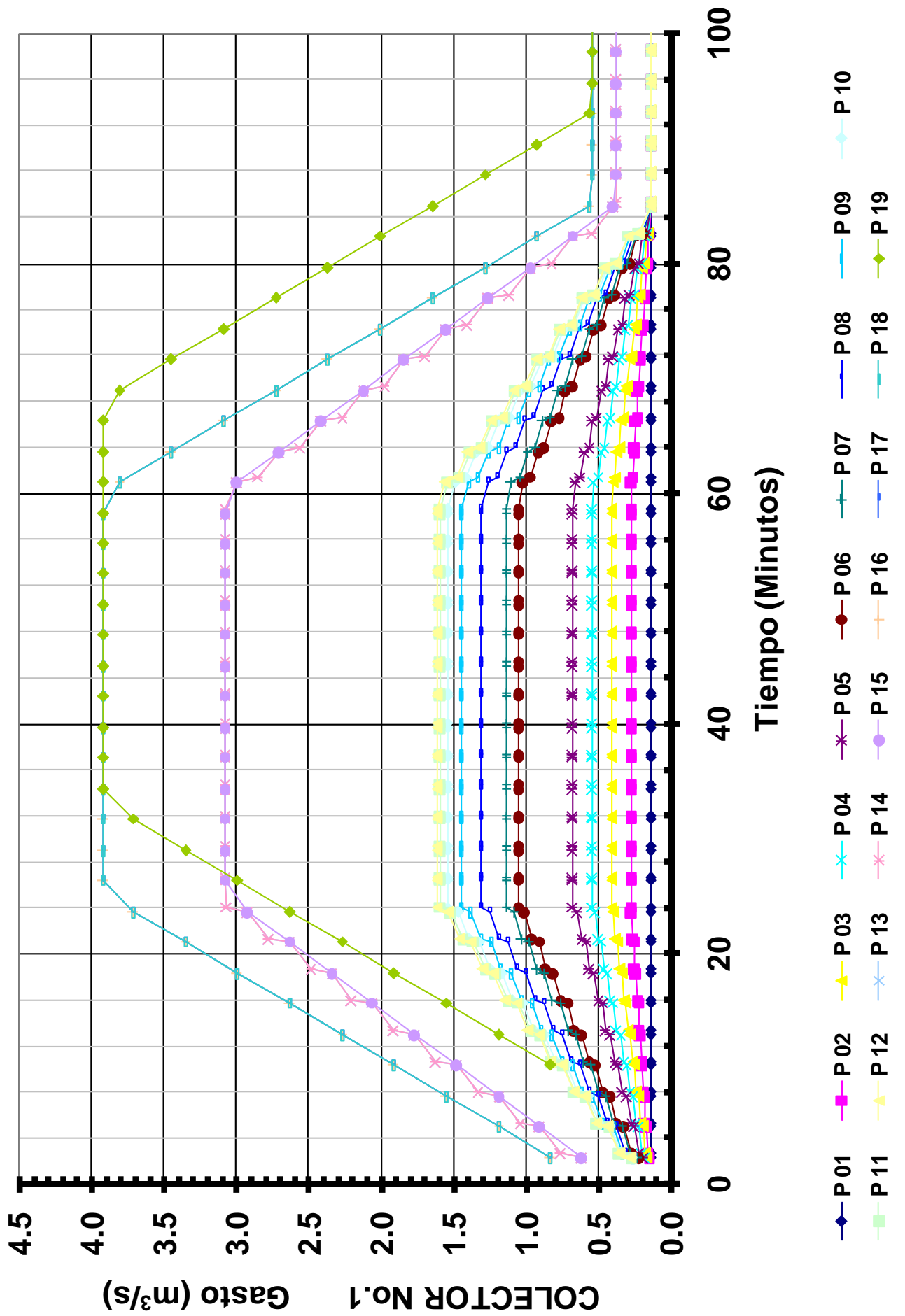


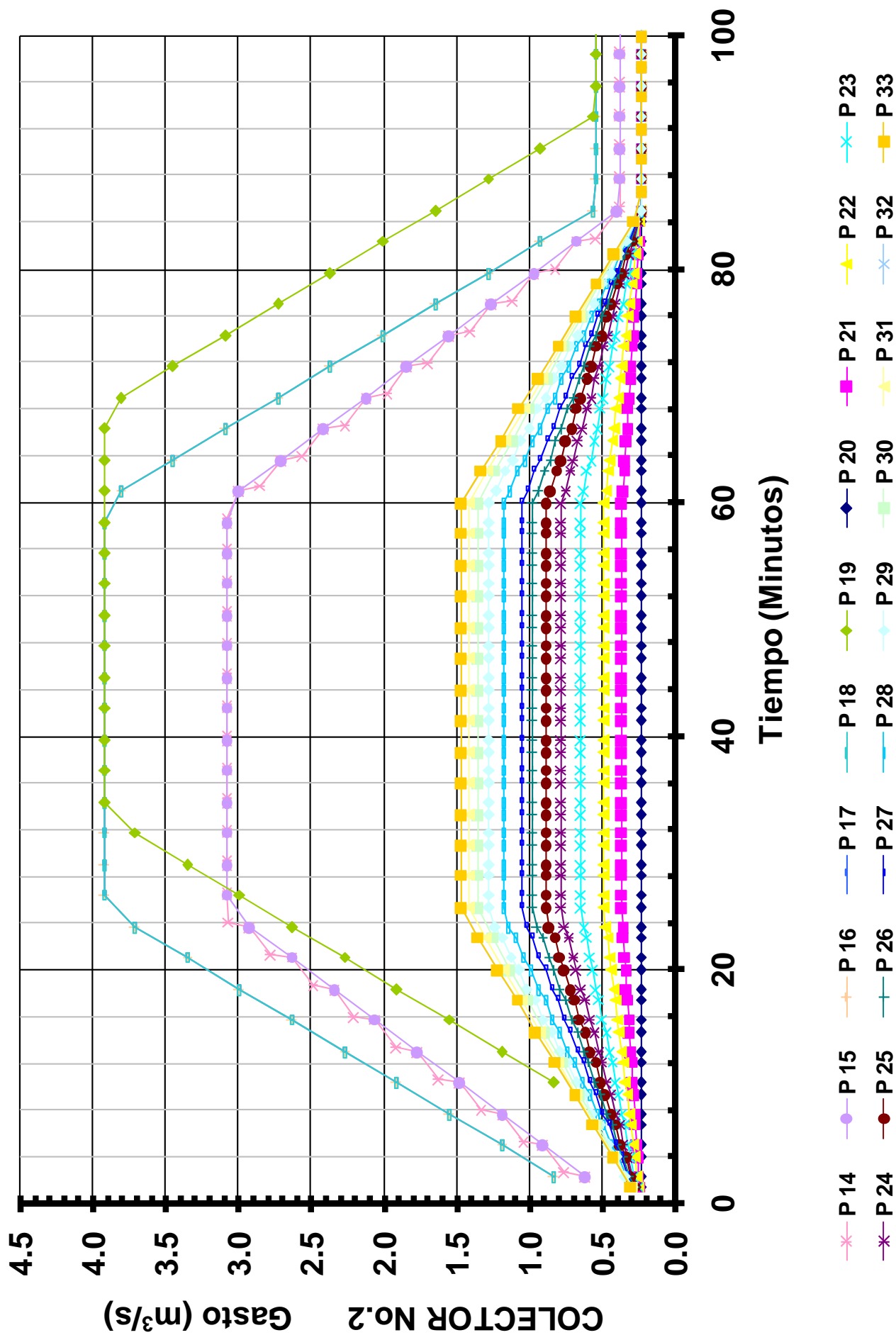
- Una vez llevada a cabo la simulación de cómo trabajaría la red de drenaje en su conjunto, se puede observar que al transitar la avenida por la red de drenaje con las características de diseño geométrico y hidráulico proporcionados por los resultados del análisis en flujo permanente, se observa que la red en cuestión entra en carga por lo que hay que llevar a cabo las correcciones geométricas y hidráulicas de la red en estudio tal y como se muestra en el nuevo plano de red de drenaje sustituyendo así al plano anteriormente calculado y analizado.
- Una vez llevadas a cabo las correcciones necesarias tanto en diseño geométrico (pendientes) y diseño hidráulico (diámetros de tubos) para el mejor funcionamiento de la red de drenaje se procede a llevar a cabo nuevamente la simulación donde en esta ocasión se obtuvieron resultados mucho más favorables ya que únicamente dos tramos son los que ahora entran en carga los correspondientes a los tramos (32-33) y (47-48) respectivamente tal como se observa en el plano de simulación de red, cabe hacer mención que dichos tramos que entran en carga son los que se incorporan al colector principal de la red de drenaje.
- Para evitar que esos dos tramos (32-33) y (47-48) entren en carga se propone que su plantilla (arrastre hidráulico) de incorporación al colector principal no sea a la plantilla de este, así que existirán caídas en esos tramos de incorporación con el colector principal.
- Al realizar nuevamente la simulación del flujo en la red de drenaje con las caídas en los tramos (32-33) y (47-48) se aprecia que la red ya no entra en carga y que trabaja satisfactoriamente a superficie

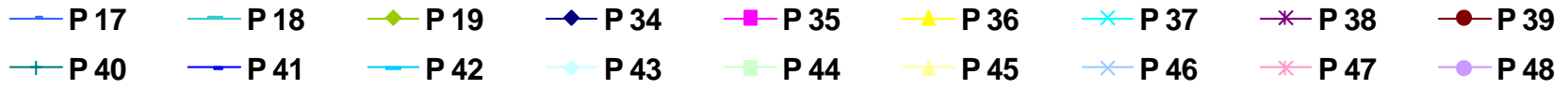
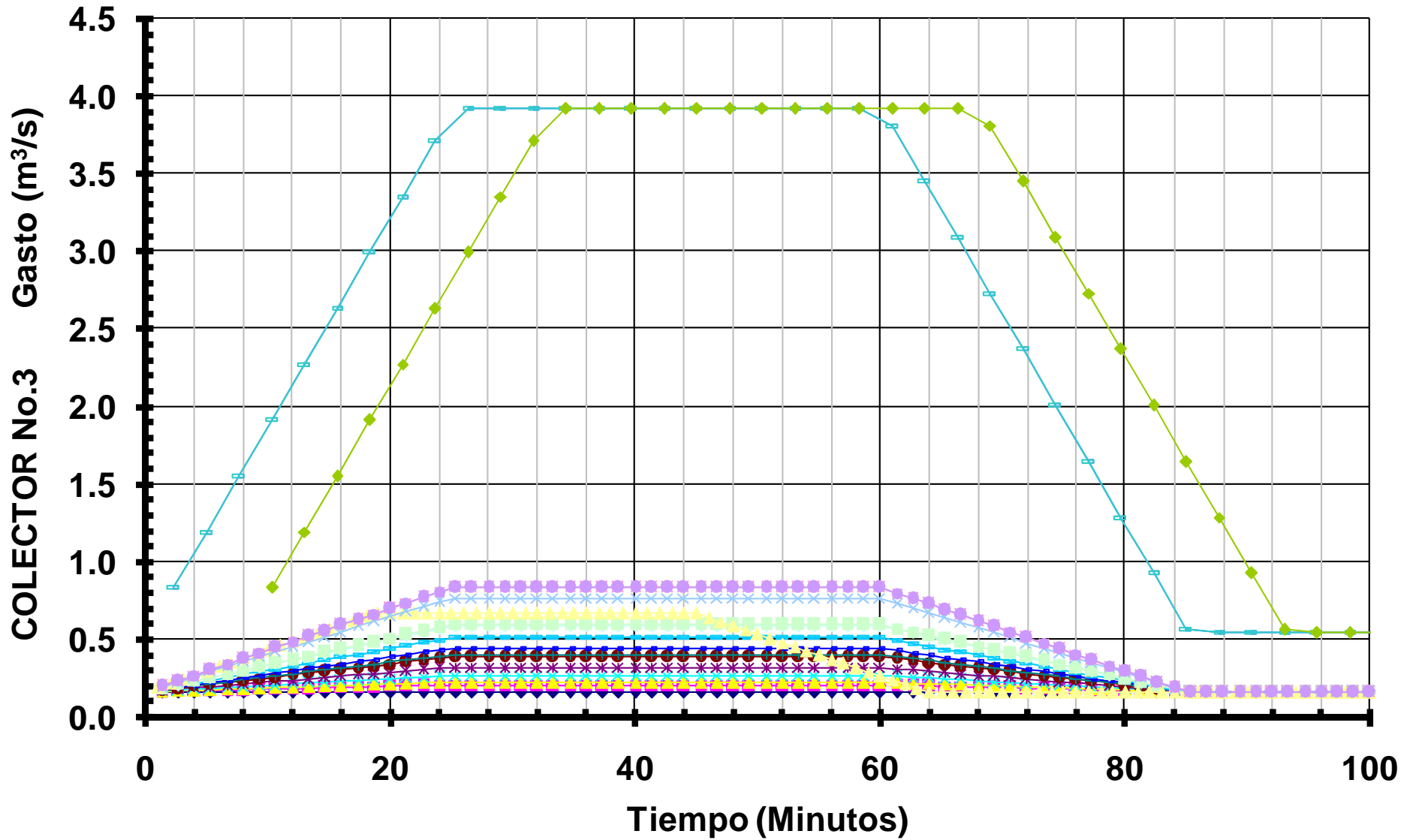
libre, por lo que podemos dar como buenas las modificaciones realizadas a la red de drenaje y que funciona de manera óptima el dejar caídas a la incorporación con el colector principal.

- Por consiguiente al realizarse modificaciones en la geometría de la red de drenaje se cambian también sus condiciones hidráulicas en funcionamiento así de esta manera queda también una nueva tabla de cálculo hidráulico de la red de drenaje.
- A continuación se presentan los resultados finales obtenidos de la simulación de la red de drenaje estos se representan mediante hidrogramas en cada uno de los pozos de la red en estudio donde se puede ver perfectamente como transita la avenida en cada uno de los colectores tal y como se muestra en las siguientes gráficas.

## **8.2.-HIDROGRAMAS DE LA SIMULACIÓN DE LA RED DE DRENAJE.**







Ahora se presenta la tabla de cálculo de la red de drenaje con las siguientes modificaciones y por tanto substituye a la tabla anterior.

Así mismo se presenta un plano digitalizado de las nuevas condiciones geométricas e hidráulicas de la red de drenaje.

**8.3.- TABLA DE CÁLCULO HIDRÁULICO PARA  
ALCANTARILLADO PLUVIAL POR EL MÉTODO  
RACIONAL AMERICANO CORREGIDA MEDIANTE EL  
CÁLCULO DE LA SIMULACIÓN.**



**TABLA DE CALCULO HIDRAULICO PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL POR EL METODO RACIONAL AMERICANO**  
**RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**  
**VALLE DEL MOLINO, TEXCOCO, MEXICO**

FECHA: SEPTIEMBRE DEL 2007

Proyectó : ING. MIGUEL A. ENRIQUEZ ACOSTA

TRAMO CRUCERO	LONGITUD TRAMO (MTS)	PROP. (HA)	AREAS		TIEMPOS			INTENSIDAD DE LLUVIA (l) (MM/HR)	GASTO (Q) (l/s)	PEND. (miles)	DIAM. (cm.)	TUBO LLENO		VEL. REAL (m/s)	TIRANTE REAL (cm)	TIEMPO DE TRANSITO (MIN)
			TRIBUT. (HA)	ACUM. (HA)	INGRESO (MIN)	TRANSITO (MIN)	CONCENTRACION (MIN)					VEL.	GASTO (l/s)			
1			0.907		5.80											
	48.00	0.072		0.979		0.40	10.00	109.41	142.83	15.00	45	2.04	324.24	1.98	21.15	0.40
2			0.916		6.39											
	48.00	0.040		1.935		0.36	10.40	108.38	279.65	13.00	61	2.32	679.37	2.21	27.45	0.36
3			0.916		6.91											
	48.00	0.039		2.890		0.31	10.77	107.48	414.19	15.00	61	2.50	729.76	2.57	33.06	0.31
4			0.916		6.58											
	48.00	0.040		3.846		0.32	11.08	106.72	547.29	12.00	76	2.59	1,173.14	2.53	36.63	0.32
5			0.916		6.53											
	46.00	0.037		4.799		0.33	11.39	105.95	678.01	8.00	91	2.38	1,548.50	2.29	42.32	0.33
6			2.627		11.44											
	60.00	0.138		7.564		0.39	11.73	105.16	1,060.62	8.00	91	2.38	1,548.50	2.55	55.51	0.39
7			0.529		6.55											
	60.00	0.136		8.229		0.38	12.12	104.24	1,143.77	8.00	91	2.38	1,548.50	2.60	58.88	0.38
8			1.165		6.39											
	60.00	0.137		9.531		0.39	12.50	103.35	1,313.49	7.00	122	2.71	3,165.41	2.57	54.90	0.39
9			1.002		6.30											
	60.00	0.123		10.656		0.36	12.89	102.47	1,456.02	8.00	122	2.89	3,383.97	2.78	56.12	0.36
10			0.682		5.11											
	50.00	0.091		11.429		0.31	13.25	101.67	1,549.43	7.00	122	2.71	3,165.41	2.68	60.39	0.31
11			0.349		3.85											
	45.00	0.089		11.867		0.26	13.56	100.99	1,598.02	8.00	122	2.89	3,383.97	2.84	59.05	0.26
12			0.174		8.07											
	39.00	0.072		12.113		0.19	13.83	100.41	1,621.89	14.00	122	3.83	4,476.57	3.51	51.24	0.19
13					1.54											
14			1.580		5.39											
	44.00	0.045		1.625		0.28	10.00	109.41	237.07	23.00	45	2.52	401.50	2.63	24.93	0.28
15			0.864		5.44											
	48.00	0.040		2.529		0.31	10.28	108.70	366.56	17.00	61	2.66	776.89	2.61	29.52	0.31
16			0.829		5.47											
	48.00	0.039		3.397		0.28	10.59	107.93	488.88	18.00	61	2.74	799.41	2.87	34.40	0.28
17			1.089		5.64											
	48.00	0.040		4.526		0.29	10.86	107.24	647.20	14.00	76	2.79	1,267.13	2.79	38.38	0.29
18			0.968		8.95											
	48.00	0.040		5.534		0.29	11.15	106.54	786.18	12.00	76	2.59	1,173.14	2.77	45.90	0.29
19			0.736		6.96											
	48.00	0.040		6.310		0.22	11.44	105.84	890.56	24.00	76	3.66	1,659.07	3.71	39.67	0.22
20			0.636		4.97											
	48.00	0.041		6.987		0.24	11.66	105.33	981.31	17.00	76	3.08	1,396.31	3.32	47.12	0.24
21			0.542		4.16											
	48.00	0.040		7.569		0.26	11.90	104.76	1,057.32	13.00	91	3.04	1,973.95	3.08	47.50	0.26
22			0.916		11.01											
	48.00	0.041		8.526		0.25	12.16	104.15	1,184.11	14.00	91	3.15	2,048.47	3.25	49.78	0.25





## **8.4. - PLANO GEOMÉTRICO DE RED DE DRENAJE MEDIANTE EL CÁLCULO DE LA SIMULACIÓN.**



## **8.5.- Simulación de la red de drenaje mediante el programa alcared 4.0 considerando pozos de visita.**

Una vez realizado el análisis de la red de drenaje sin considerar los pozos de visita entre tramo y tramo, ahora se procede a llevar el cálculo y revisar sus resultados.

Este nuevo análisis se realiza con la finalidad de observar que la red calculada en el inciso anterior no trabaje a presión y los fenómenos transitorios que se presentan.

Del funcionamiento hidráulico de la red calculada en el inciso anterior se revisó si los tramos trabajan a presión para que se lleven a cabo las correcciones necesarias en el cálculo geométrico e hidráulico para que todos los tramos de la red trabajen a superficie libre.

### **Programa de computo ALCARED 4.0**

- Cabe hacer mención que las características de resultados que facilita el programa ya fueron descritas en el inciso anterior, por lo que procede a analizar ahora que datos requiere el programa para el funcionamiento.

Los datos son los siguientes:

- En que tipo de régimen se encuentra trabajando la red de drenaje que para el caso estudiado trabaja en régimen supercrítico.
- Número del tramo en cuestión.
- De que sección a que sección se comprende el tramo en estudio y a que inicio de sección aporta.
- Gasto base ( $m^3/s$ ).
- El gasto de captación en la tubería se divide en dos ya que se analiza un tramo intermedio de la tubería ( $m^3/s$ ).
- Tiempo de concentración (s).

- Elevación de plantilla (arrastré hidráulico) y terreno para la primera sección, sección intermedia y final, que corresponden al primer pozo, punto intermedio de la tubería y pozo final (m).
- Se indica el diámetro (m) y longitud (m) para el tramo de análisis, recordando que cada tramo entre pozo y pozo está dividido en dos.
- En los tramos de tubería que van de pozo a pozo se identifica con el letrero de colectores noes.
- Para el caso del análisis de la sección del pozo caja se considera lo siguiente.
- En qué tipo de régimen se encuentra trabajando el pozo de visita que para este caso trabaja en régimen subcrítico ya que es una estructura regular cuadrada.
- Número del tramo en cuestión.
- De qué sección a qué sección se comprende el tramo en estudio y a qué inicio de sección aporta.
- Gasto base ( $m^3/s$ ).
- No se considera gasto de entrada en la zona del pozo solo en los tramos de tubería, ya que se está analizando la sección de los pozos como secciones independientes con respecto a las tuberías así de esta manera únicamente se revisará el comportamiento del pozo al transitar por él la avenida.
- Tiempo de concentración del pozo (s).
- Profundidad del pozo, elevación de plantilla y terreno en cada una de las secciones de análisis del pozo que son tres una al inicio una intermedia y una al final.
- Se indica la separación entre sección y sección de pozo, normalmente un pozo de visita tiene una amplitud en su base de 1.20 m, así que consideramos que sea de 0.60 m para separar sección entre sección,

además se indica la profundidad de la caja de 1.00 m, para poder tener el isométrico.

- Al final de esta tesis se anexan los datos que se introducen al programa pueden observarse en el capítulo de anexos identificado como "anexo e".
- Para términos de revisión y comparación con los resultados del inciso anterior analizaremos únicamente cierto tramo del colector número uno, que será del pozo uno hasta el pozo trece, esto puede observarse en plano de simulación de la red en el inciso 8.1

Así de esta manera una vez llevada a cabo la simulación de cómo trabajaría la red de drenaje, se puede observar de modo gráfico que la red de drenaje entra en carga en los tramos comprendidos entre los pozos 3-4, 6-7 y 7-8 por lo que se adoptó por incrementar al diámetro comercial inmediato en esos tramos para observar como se comporta con estas modificaciones.

Una vez de haber llevado a cabo las correcciones necesarias para el mejor funcionamiento de la red de drenaje se procede a llevar cabo nuevamente la simulación; donde en esta ocasión, se obtuvieron resultados mucho mas favorables ya que ahora todo el tramo del colector analizado no entra en carga.

A continuación se presentan los resultados finales obtenidos de la simulación de la red de drenaje, pueden observarse los resultados completos de la simulación en el "anexo f" para el caso de este capítulo para términos de revisión únicamente consideraremos una sección del pozo para estudiar su comportamiento .

Se observan los resultados con detalle para cada una de nuestras secciones de estudio (sección, estructura, elevación de la superficie del agua, tirante (m) velocidad (m/s), gasto ( $m^3/s$ ) y la relación  $y/d$ , es importante



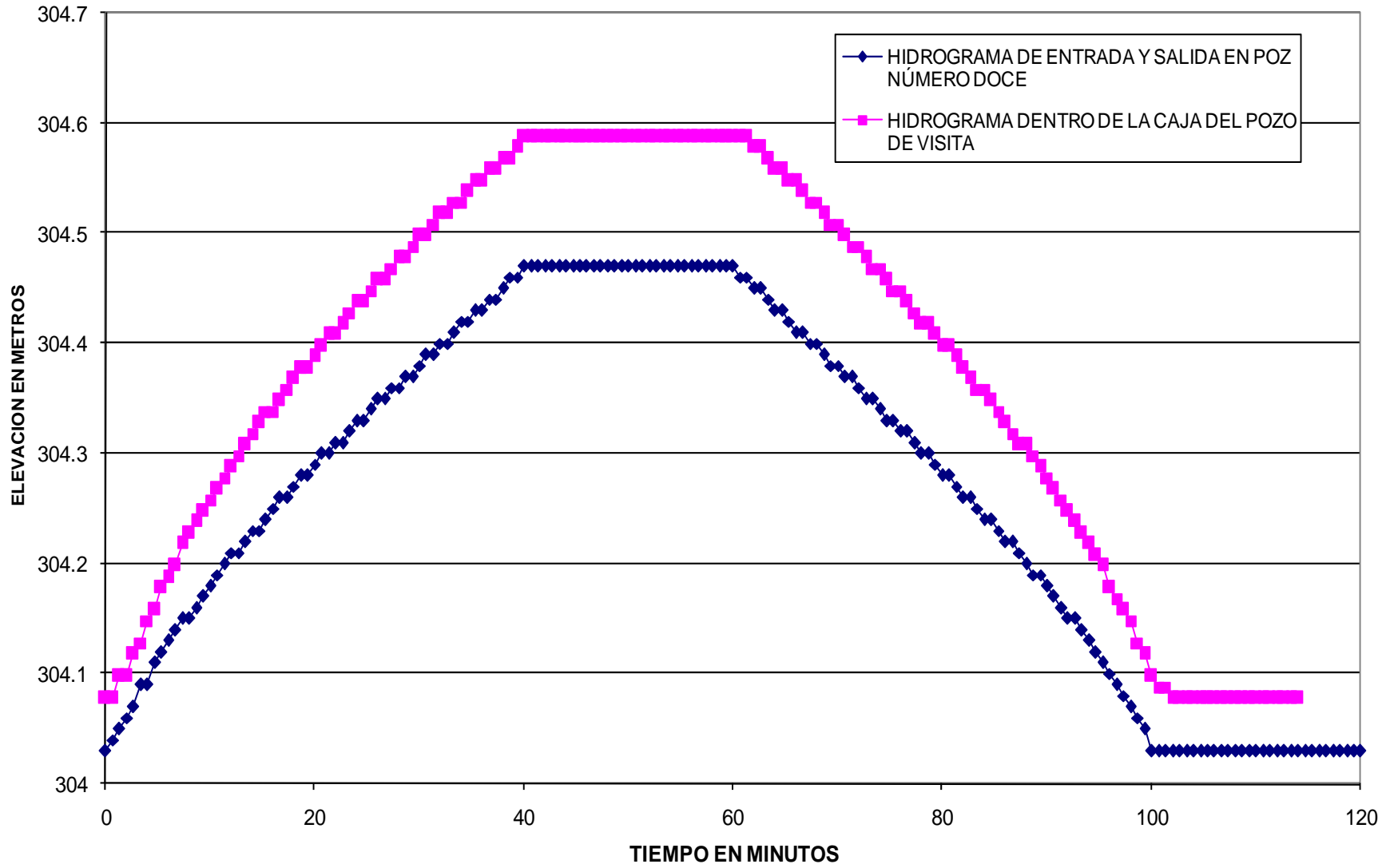
interpretar estos resultados en hidrogramas para poder observar como se comporta el flujo en los pozos, así de esta manera procederemos a realizar el hidrograma para el pozo en estudio y ver sus resultados.

Obtendremos los hidrogramas correspondientes a las secciones 63 y 64 que corresponden al pozo número doce tanto en la entrada como en la salida. (Ver plano de simulación capítulo 8.1) .

## RESULTADOS DE SIMULACIÓN EN EL POZO DE VISITA No. 12

Coordinación de Hidráulica 7:43:59 p.m.							
HORA=	0	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
62	0	304.21	0.2	1.57	0.195	0	0.16
63	P12 E	304.03	0.2	0.01	0.195	0	
64	P12 E	304.08	0.25	0.35	0.195	0	0.25
65	0	304.08	0.25	0.35	0.195	0	0.25
HORA=	20	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
62	0	304.47	0.46	2.53	1.018	0	0.37
63	P12 E	304.29	0.46	0.01	1.018	0	
64	P12 E	304.39	0.56	0.81	1.018	0	0.55
65	0	304.39	0.56	0.81	1.017	0	0.55
HORA=	40	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
62	0	304.65	0.64	2.95	1.818	0	0.52
63	P12 E	304.47	0.64	0.01	1.818	0	
64	P12 E	304.59	0.76	1.07	1.818	0	0.75
65	0	304.58	0.76	1.07	1.818	0	0.75
HORA=	60	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
62	0	304.65	0.64	2.95	1.823	0	0.52
63	P12 E	304.47	0.64	0.01	1.823	0	
64	P12 E	304.59	0.76	1.06	1.823	0	0.76
65	0	304.59	0.76	1.06	1.823	0	0.76
HORA=	80	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
62	0	304.46	0.45	2.52	1	0	0.52
63	P12 E	304.28	0.45	0.01	1	0	
64	P12 E	304.4	0.57	0.77	1	0	0.76
65	0	304.4	0.57	0.77	1.001	0	0.76
HORA=	100	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
62	0	304.21	0.2	1.6	0.207	0	0.52
63	P12 E	304.03	0.2	0.01	0.207	0	
64	P12 E	304.1	0.27	0.32	0.207	0	0.76
65	0	304.1	0.27	0.32	0.208	0	0.76

### HIDROGRAMAS EN POZO NUMERO DOCE



Puede observarse que el comportamiento del flujo en la caja del pozo es estable a la entrada tenemos el hidrograma proveniente de una tubería de 1.22 m. y la sección de la caja del pozo es de 1.20 ya que consideramos pozo de visita común y la profundidad del cajón la consideramos unitaria y si observamos la diferencia de niveles del hidrograma de entrada con respecto el que se presenta en la caja no es tan significativa varia alrededor de 20 cm, por lo que concluimos que en la sección del pozo el flujo se comporta estable no existen cambios de tirante o transitorios significativos.

De acuerdo a estos resultados se puede decir que bastaría con realizar el análisis de las redes de drenaje simulando la red en flujo no permanente sin considerar los pozos de visita, ya que en los resultados no se tendrían cambios tan significativos con respecto al cálculo considerando los pozos, además de que da mayor facilidad y rapidez realizarlo de esta manera.

Además el llevar cabo este tipo de análisis de simulación considerando pozos de visita resulta complicado ya que tenemos que tener un análisis geométrico muy detallado de toda la red de drenaje tanto en tuberías como es pozos de visita.

**8.6.- Comparación de resultados de los sistemas de diseño para alcantarillado pluvial empleados en este trabajo.**

Una vez realizados los análisis de la red mediante el Método Racional Americano (flujo permanente), Simulación sin pozos de visita (Flujo no permanente), Simulación con pozos de visita (Flujo no permanente), se realiza una tabla comparativa de los tres métodos de análisis y estudiar las ventajas y desventajas de diseño que cada uno de los métodos empleados presenta para de esta manera formar las conclusiones más acertadas.

A continuación se anexan las tablas de comparación:

Método Racional Americano (flujo permanente).		
Tramo	Diámetro (cm)	Pendiente (miles)
1--2	38	14.00
2--3	45	15.00
3--4	61	12.00
4--5	61	12.00
5--6	76	6.00
6--7	91	8.00
7--8	91	7.00
8--9	91	7.00
9--10	91	8.00
10--11	91	8.00
11--12	91	9.00
12--13	91	12.00

Simulación sin pozos de visita (flujo no permanente).		
Tramo	Diámetro (cm)	Pendiente (miles)
1--2	45	15.00
2--3	61	13.00
3--4	61	15.00
4--5	76	12.00
5--6	91	8.00
6--7	91	8.00
7--8	91	8.00
8--9	122	7.00
9--10	122	8.00
10--11	122	7.00
11--12	122	8.00
12--13	122	14.00

Simulación con pozos de visita (flujo no permanente).		
Tramo	Diámetro (cm)	Pendiente (miles)
1--2	45	15.00
2--3	61	13.00
3--4	76	15.00
4--5	76	12.00
5--6	91	8.00
6--7	122	8.00
7--8	122	8.00
8--9	122	7.00
9--10	122	8.00
10--11	122	7.00
11--12	122	8.00
12--13	122	14.00

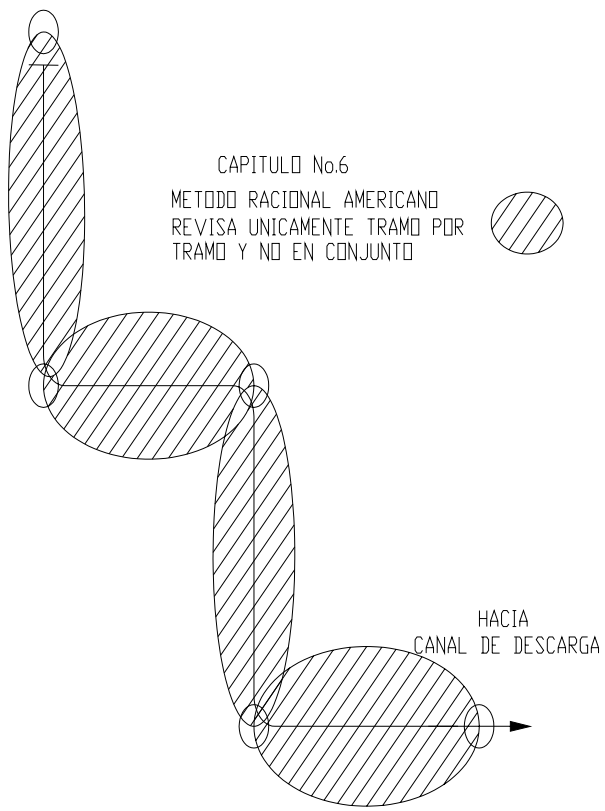
Se observa que los cambios con respecto al método tradicional (Método Racional Americano), son realmente muy significativos con respecto al cálculo de la simulación por flujo no permanente, por lo que se puede decir que el método tradicional que actualmente se emplea está muy limitado ya que al realizar la simulación y observar como se comporta realmente la red trabajando conjuntamente es muy notable el cambio, y por el contrario si observamos la comparación de ambas simulaciones en flujo no permanente sin pozos y con pozos de visita los cambios no son tan sustanciales con respecto al primer método por lo que se recomienda que deben de realizarse los proyectos de redes de drenaje pluvial mediante métodos más apegados a la realidad y exactos como estos dos últimos.

## **CONCLUSIONES.**

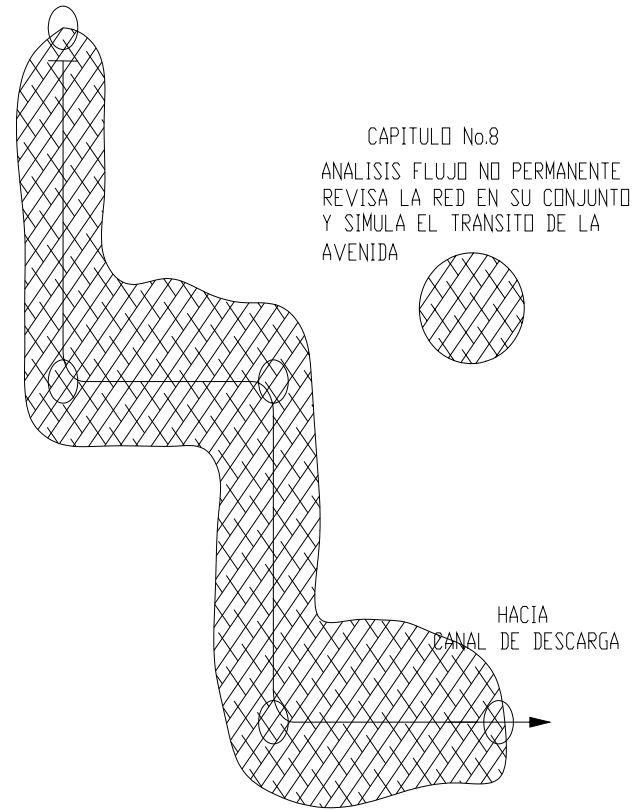
## CONCLUSIONES.

- Cabe hacer mención que todas las observaciones, comentarios y conclusiones se basan en un caso particular aplicado a un conjunto habitacional denominado Valle del Molino ubicado en Texcoco, Estado de México.
- En los resultados análisis la red de drenaje mediante flujo permanente y flujo no permanente se concluye que el diseño de las redes de alcantarillado pluvial debe verificarse con una simulación hidráulica de su conjunto con la aplicación de programas de computo para régimen no permanente, (en este caso se utilizó el programa denominado ALCARED 4.0) como el que se describe en el capítulo número ocho. Si el análisis se realiza tramo por tramo utilizando las ecuaciones para flujo permanente tal y como se realizó en el capítulo seis resulta ser que únicamente la red pluvial trabaja bien para el tramo en cuestión y no para el conjunto de la red, ya que el método empleado (Método Racional Americano) se considera tramo por tramo y no el sistema completo de la red de drenaje.



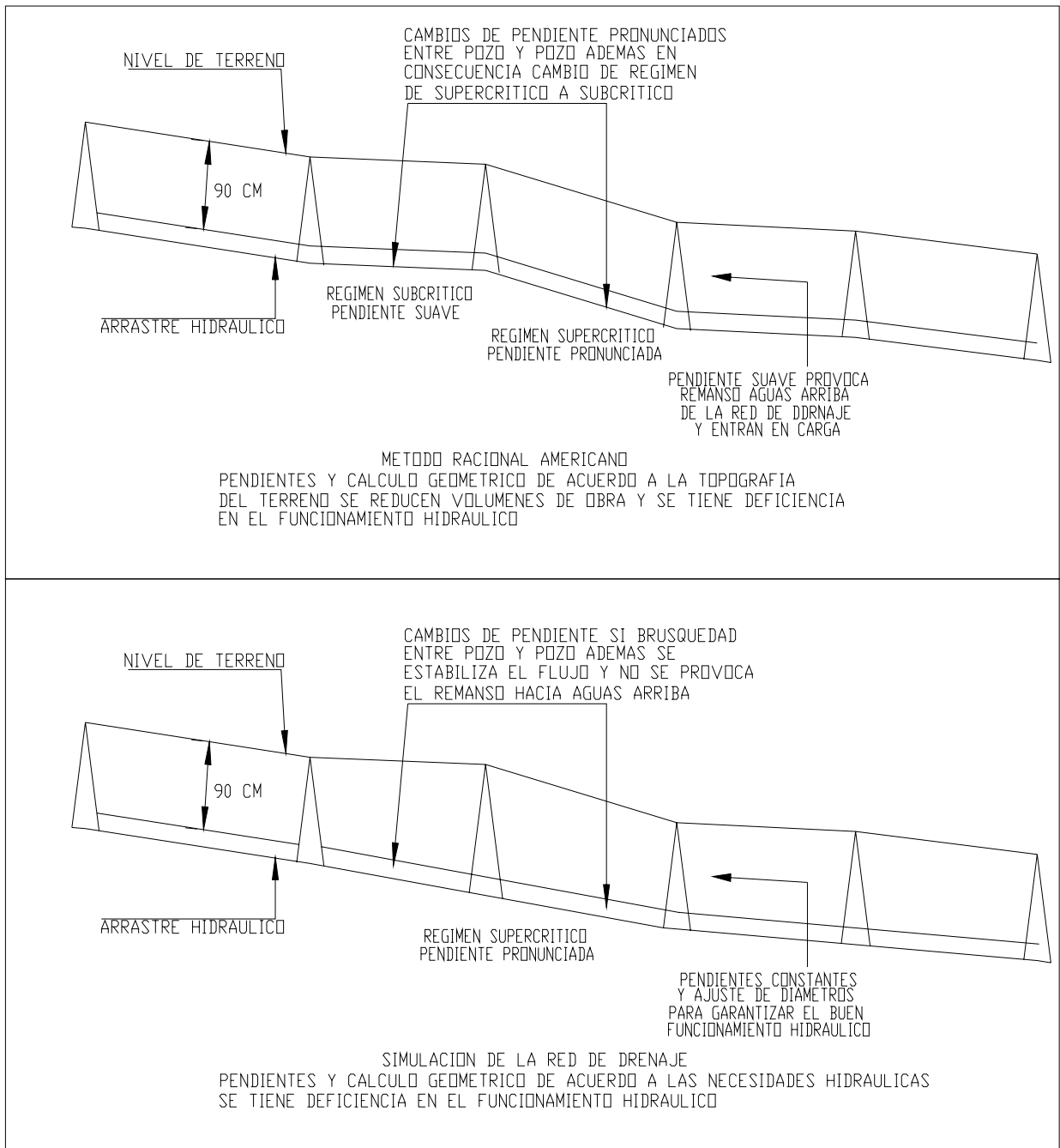


METODO RACIONAL AMERICANO  
 FLUJO PERMANENTE

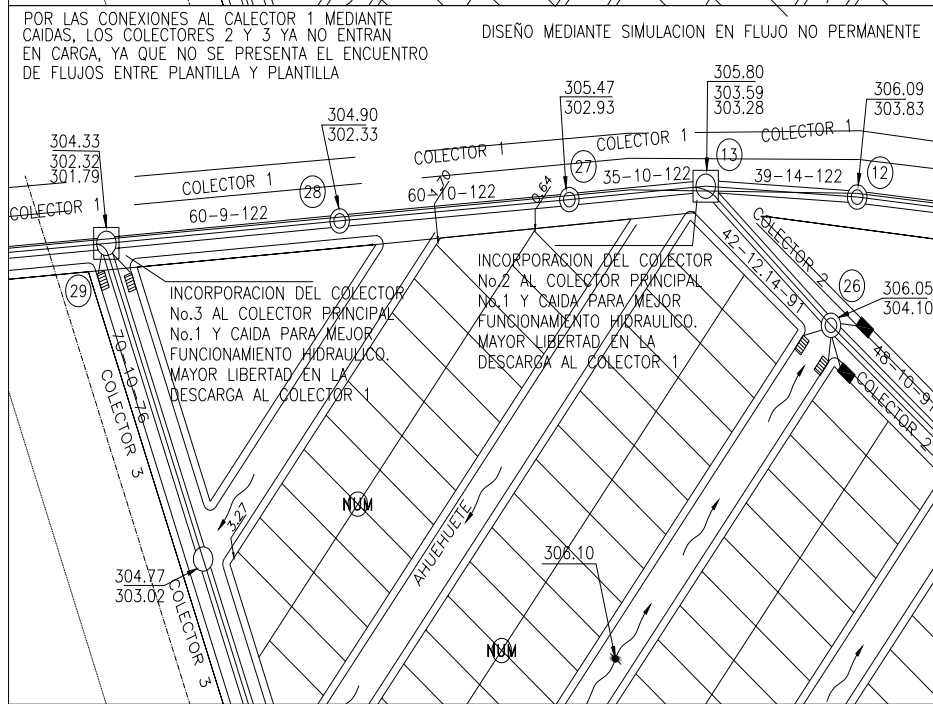
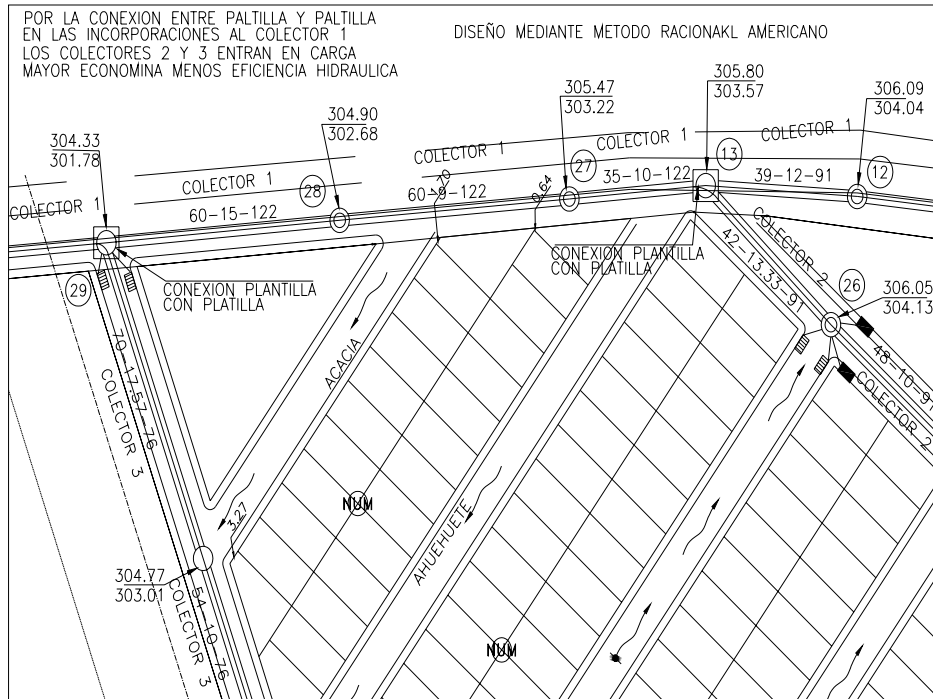


SIMULACION DE RED DE DRENAJE  
 FLUJO NO PERMANENTE

- Al tener resuelta la red de drenaje mediante el Método Racional Americano tanto hidráulica como geométricamente se utilizan esos resultados para llevar a cabo el tránsito de la avenida en la red de drenaje aplicando un programa de computo que simula la red en flujo no permanente, se observa que al tomar en consideración los resultados obtenidos mediante el Método Racional Americano no resultan ser muy confiables ya que parte de la red de drenaje aguas arriba entra en carga, debido a que se presenta un remanso que se genera por los cambios de pendiente tan pronunciados que se presentan en algunos tramos de la red de drenaje, ya que algunos tramos registran pendientes pronunciadas y otros tramos aguas abajo pendientes más suaves, por lo que para evitar que se presentara el remanso y en consecuencia que entrara en carga de nuevo la red se propuso uniformizar las pendientes para que los tramos de tubería no tuvieran que pasar de un régimen subcrítico a supercrítico o viceversa en forma inmediata y brusca, así también fue necesario modificar algunos diámetros en vez de la pendiente para que la red trabajara adecuadamente y no entrara en carga.



- En los colectores número dos y tres respectivamente además que se presentaron los obstáculos mencionados en el punto anterior, registraban problemas en la incorporación con el colector principal específicamente en los tramos 32-33 y 47-48 del plano de simulación respectivamente, por lo que se propusieron caídas en las incorporaciones al colector principal número uno, así de esta manera el funcionamiento de la red de drenaje fue más eficiente ya que descargando aguas arriba de plantilla del colector principal número uno permitió que esos tramos pudieran descargar al colector principal ya que de esta manera no se tiene el contacto directo de los flujos por tener la misma plantilla y por ende el encuentro directo del flujo entre colectores, evitando así el remanso y que entraran en carga los colectores dos y tres.



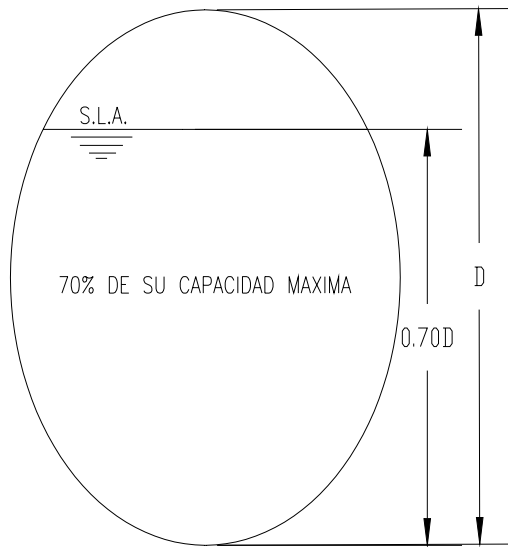
- Se concluye que en la tabla de cálculo de la red de drenaje pluvial que dejando trabajar cada uno de los tramos de tubería a un porcentaje máximo del 70% de su capacidad hidráulica y uniformizando pendientes sin cambios bruscos, cumple con los requerimientos de funcionamiento hidráulico de la red en cuestión y se reduce en forma significativa los problemas de inundación, así de esta manera ya sea analizada la red de drenaje para flujo permanente o flujo no permanente se garantiza un mejor funcionamiento hidráulico del sistema. La tabla que a continuación se presenta se basa en los resultados obtenidos del diseño mediante flujo no permanente y se observa a que porcentaje de su capacidad hidráulica trabaja la tubería.

TRAMO	DIAMETRO	PENDIENTE	GASTO A TUBO LLENO	GASTO REAL	% DE TUBERIA LLENA
	cm	miles	lt/s	lt/s	
14					
	45	23	401.5	237.07	0.59
15					
	61	17	776.89	366.56	0.47
16					
	61	18	799.41	488.88	0.61
17					
	76	14	1267.13	647.2	0.51
18					
	76	12	1173.14	786.18	0.67
19					
	76	24	1659.07	890.56	0.54
20					
	76	17	1396.31	981.31	0.70
21					
	91	13	1973.95	1057.32	0.54
22					
	91	14	2048.47	1184.11	0.58
23					
	91	13	1973.95	1284.85	0.65
24					

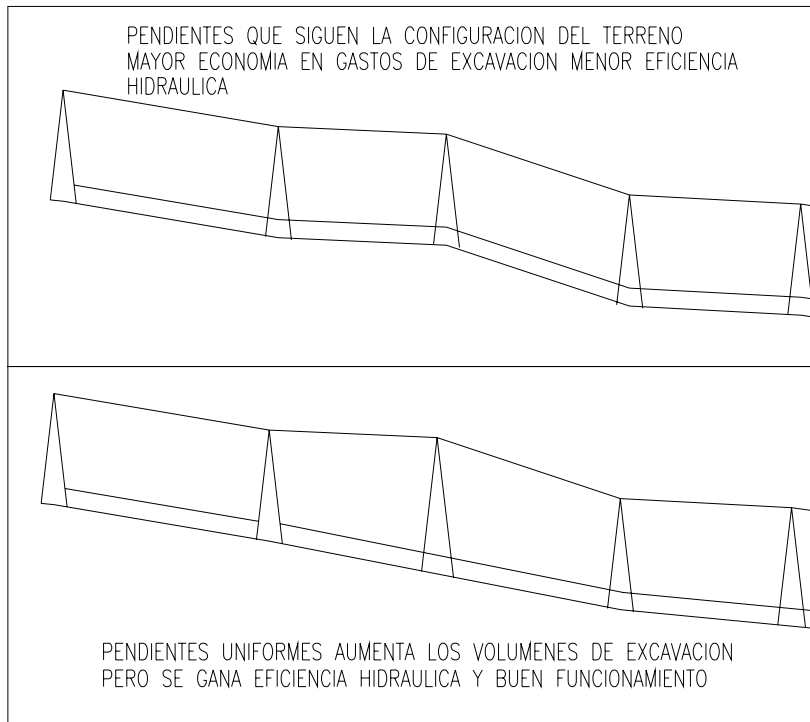
	91	11	1815.77	1358.03	0.75
25					
	91	10	1731.27	1416.37	0.82
26					
	91	12.14	1907.55	1466.59	0.77
13					
	122	10	3783.39	3076.28	0.81
27					
	122	10	3783.39	3079.25	0.81
28					
	122	9	3589.24	3079.25	0.86
29					

Promedio de llenado de tubería = 67% = 70%

Lo que representa que si se realiza el diseño de redes de drenaje pluvial mediante el método Racional Americano debe considerarse como recomendación que el porcentaje de trabajo máximo del tramo en cuestión de diseño debe considerarse trabajar al 70% de su capacidad máxima con el objeto de garantizar que la red no entre en carga.



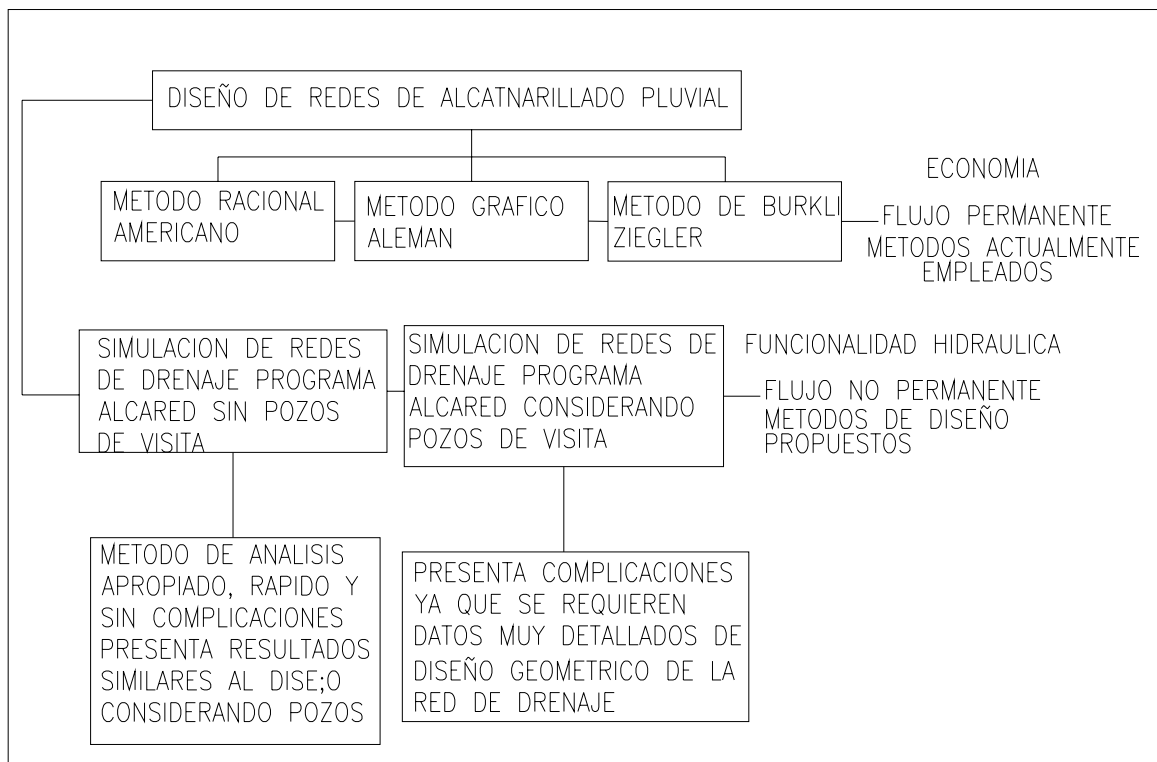
SE GARANTIZA MAYOR EFICIENCIA PARA QUE LA RED NO ENTRE EN CARGA





- Con respecto al cálculo inicial de la red en estudio capítulo número seis que fue por el método racional americano se puede concluir que no solo basta con analizar la red tramo por tramo de manera tradicional, sino hay que analizarla en su conjunto mediante una simulación para poder observar su comportamiento aguas abajo y arriba de la red de drenaje para garantizar que no entren en carga los colectores, así que de esta manera hacemos la observación que la aplicación del Método Racional Americano tiene sus limitaciones para el diseño de redes de drenaje ya que tuvimos que modificar tanto pendientes como diámetros para garantizar el buen funcionamiento; sin embargo, en la actualidad este método de diseño es muy solicitado en las dependencias de gobierno (CEAS Jalisco, CAEM, CEAS Veracruz, etc.), por lo que se deberían de estudiar nuevas opciones de diseño como las presentadas en el capítulo número ocho para garantizar menores inundaciones y desastres sociales aunque esto represente una mayor inversión en la obra de inicio pero que a largo plazo la relación beneficio costo será redituable al presentarse menores inundaciones y desastres sociales.

- De esta manera se afirma que de acuerdo al esquema que se presenta a continuación es recomendable para llevar a cabo cualquier proyecto de red de alcantarillado pluvial, así mismo muestra las ventajas y desventajas que tanto como un método como otro puede presentar, donde a final de cuentas se recomienda siempre analizar las redes de drenaje por flujo no permanente.



- Dentro de los análisis de red de drenaje de flujo no permanente presentados en este trabajo que fueron dos los que se presentaron:

1.- Análisis de red de drenaje sin considerar pozos de visita.

2.- Análisis de red de drenaje considerando pozos de visita.

Los resultados que se obtienen en comparación de uno con otro diseño no son tan significativos ya que en ambos diseños con los datos geométricos de pendientes, diámetros y gastos se ajustan de buena manera tanto para un análisis como para el otro.

El inconveniente que presenta uno de estos métodos que es el que considera los pozos de visita en la simulación es que se necesita un análisis detallado de la geometría de toda la red tanto de pozos de visita como de tuberías, además de que lleva mucho tiempo el obtener los datos de entrada al programa.

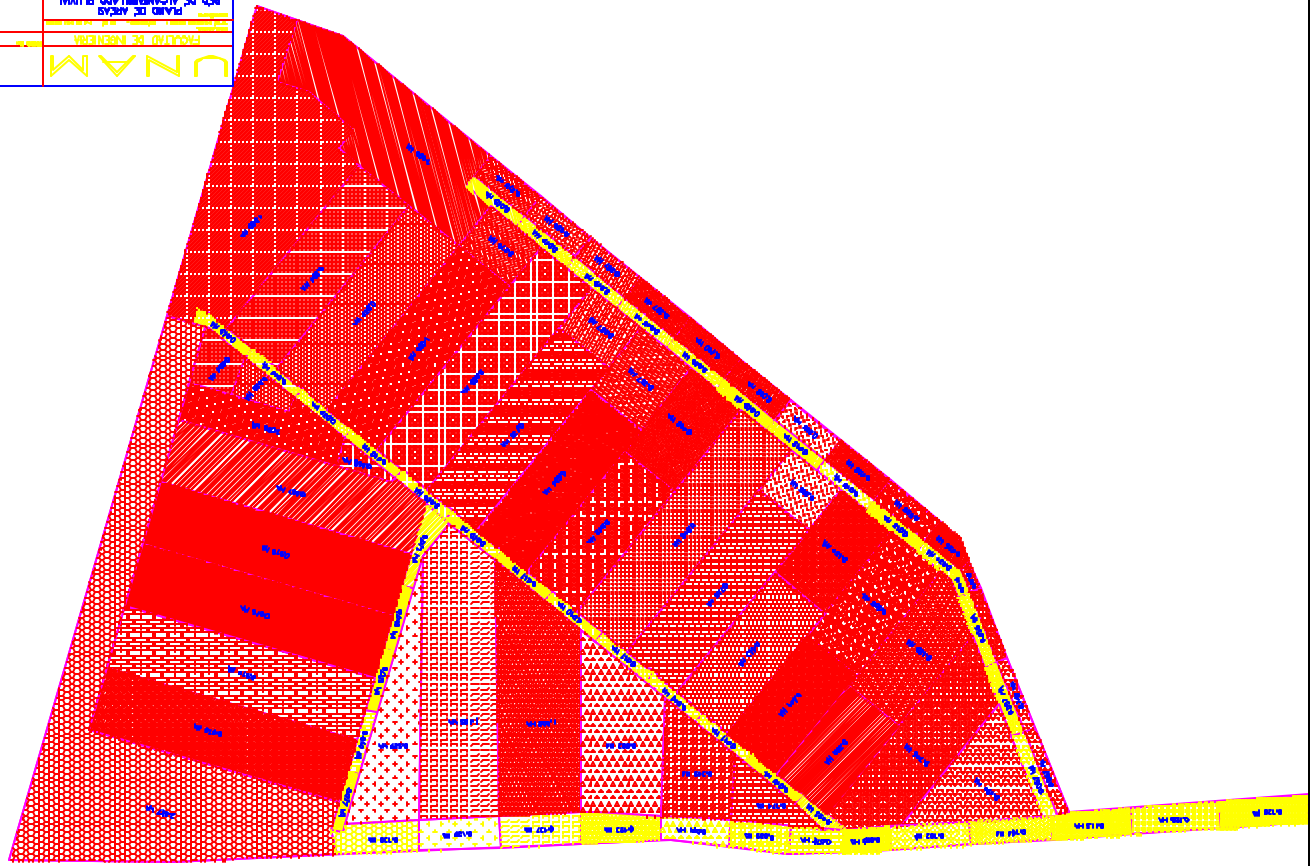
Tomando en consideración de que los resultados son muy similares con la simulación de red de drenaje sin considerar los pozos de visita, se recomienda utilizar este último método mencionado en virtud de no se requieren datos a detalle de la red en estudio y se obtienen buenos resultados similares al análisis con pozos de visita.

- Por otro lado debe tomarse en cuenta de que la programación para el tránsito de avenidas de redes de drenaje pluvial en la actualidad está muy limitada ya que solo existen programas elaborados para problemas específicos y no para redes integrales por lo que se deberían elaborar nuevas opciones de programas para desarrollar mejores proyectos de redes de alcantarillado pluvial.

## **ANEXOS**

**Anexo "a"**  
**PLANO DE AREAS.**

UNAM	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PLANO DE AREA	
Módulo de Edificaciónes de Planta	
TÍTULO	
AUTOR	
FECHA	



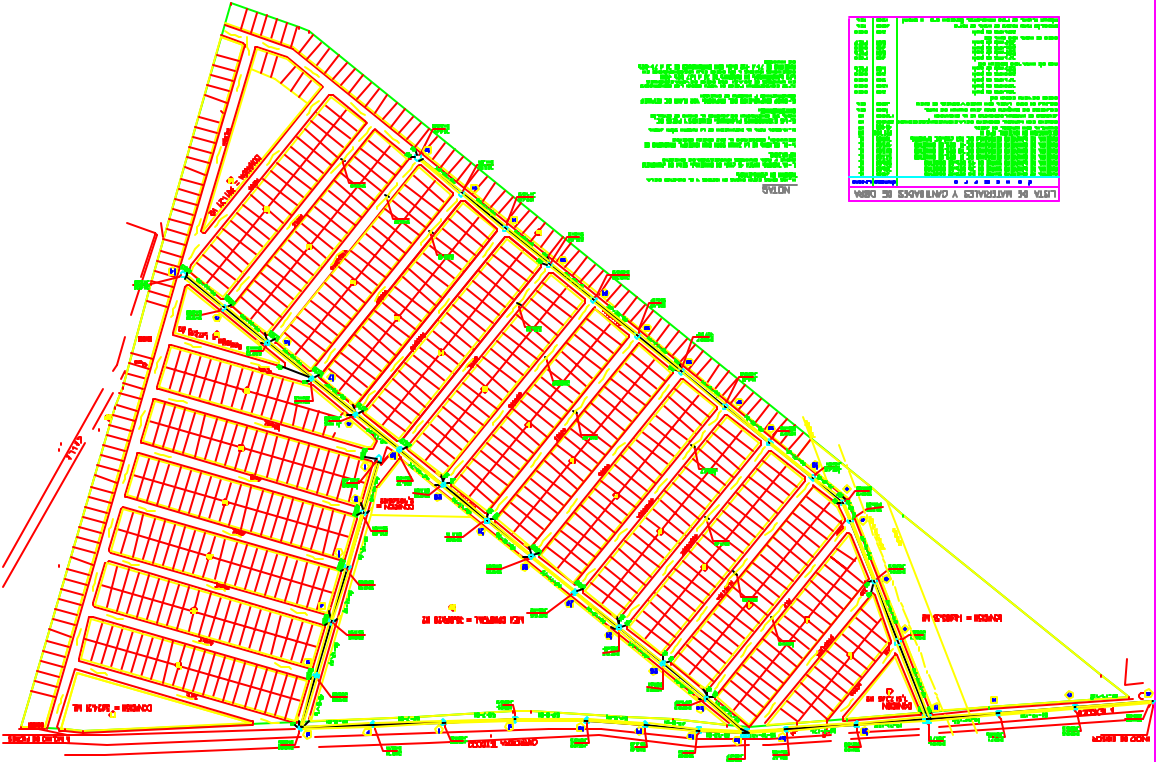
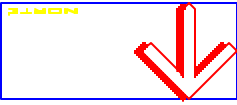
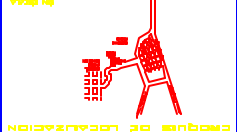
**Anexo "b"**  
**PLANO DE RED DE DRENAJE.**

UNAM	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
UNAM	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
UNAM	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
UNAM	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO



- LEYENDA**
- [Symbol] Línea de propiedad
  - [Symbol] Línea de lote
  - [Symbol] Línea de lote con número
  - [Symbol] Línea de lote con número y nombre
  - [Symbol] Línea de lote con número y nombre y dirección
  - [Symbol] Línea de lote con número y nombre y dirección y área
  - [Symbol] Línea de lote con número y nombre y dirección y área y volumen
  - [Symbol] Línea de lote con número y nombre y dirección y área y volumen y precio
  - [Symbol] Línea de lote con número y nombre y dirección y área y volumen y precio y impuestos
  - [Symbol] Línea de lote con número y nombre y dirección y área y volumen y precio y impuestos y zona
  - [Symbol] Línea de lote con número y nombre y dirección y área y volumen y precio y impuestos y zona y estado

**CUADRO DE DATOS**



NOTA

1. El presente plano se elaboró a partir de los datos suministrados por el propietario de la parcela.

2. El plano no garantiza la exactitud de las mediciones ni la conformidad de las superficies con los datos suministrados.

3. El plano no garantiza la conformidad de las superficies con los datos suministrados.

4. El plano no garantiza la conformidad de las superficies con los datos suministrados.

5. El plano no garantiza la conformidad de las superficies con los datos suministrados.

NO.	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
1	Superficie total	10000	m <sup>2</sup>
2	Superficie de lote	1000	m <sup>2</sup>
3	Superficie de lote con número	1000	m <sup>2</sup>
4	Superficie de lote con número y nombre	1000	m <sup>2</sup>
5	Superficie de lote con número y nombre y dirección	1000	m <sup>2</sup>
6	Superficie de lote con número y nombre y dirección y área	1000	m <sup>2</sup>
7	Superficie de lote con número y nombre y dirección y área y volumen	1000	m <sup>2</sup>
8	Superficie de lote con número y nombre y dirección y área y volumen y precio	1000	m <sup>2</sup>
9	Superficie de lote con número y nombre y dirección y área y volumen y precio y impuestos	1000	m <sup>2</sup>
10	Superficie de lote con número y nombre y dirección y área y volumen y precio y impuestos y zona	1000	m <sup>2</sup>
11	Superficie de lote con número y nombre y dirección y área y volumen y precio y impuestos y zona y estado	1000	m <sup>2</sup>



## Anexo "c".

Línea 1	"F:\TRAC2.TXT"
Línea 2	30,250,10800
Línea 3	5
Línea 4	0.018
Línea 5	100
Línea 6	3
Línea 7	4,3000,.000596
Línea 8	4,2000,.000596
Línea 9	4,2000,.000596
Línea 10	100
Línea 11	3.0
Línea 12	10
Línea 13	50, 3000,9000
Línea 14	3
Línea 15	1,35,70
Línea 16	1
Línea 17	"F:\TRAC2.RES"

Descripción de cada una de las líneas.

Línea 1	Nombre del archivo y unidad de trabajo.
Línea 2	Intervalo de tiempo (seg.), iteraciones de calentamiento, tiempo de simulación (seg.).
Línea 3	Número de secciones que muestra.
Línea 4	Coefficiente de rugosidad de manning.
Línea 5	Longitud de máxima separación entre secciones.
Línea 7, 8, 9	Diámetro (m), longitud del tramo (m) y pendiente.

- Línea 10 Elevación superior en el primer tramo.
- Línea 11 Tirante fijo aguas abajo.
- Línea 12 Gasto base ( $m^3/seg$ ).
- Línea 13 Gasto pico ( $m^3/seg$ ), tiempo pico (seg), tiempo base (seg).
- Línea 14 Número de secciones para las que grabara resultados.
- Línea 15 Lee el número correspondiente de secciones que apareciera en pantalla de resultados.
- Línea 16 Si se grabaran resultados dar a KGRABA el valor de "1".
- Línea 17 Lee archivo donde se grabaran resultados.

Una vez descrito el funcionamiento y utilidad que tiene el archivo de extensión "txt" procedemos analizar el funcionamiento del programa TRAVEC.BAS que se anexa a continuación en lenguaje de programación Q BASIC.

```
' TRANSITO DE AVENIDAS EN CANALES CIRCULARES EN REGIMEN SUBCRITICO
'
' PROGRAMA TRAVET OAFM/VERSION 2/20MAR03/
'
```

---

```
'M NUMERO MAXIMO DE TRAMOS
M = 300
DIM QE(1, 2), A(M), B(M), D(M), Z(M), U(M), V(M), Y(M), RM(M)
DIM P(M), Q(M), R(M), S(M), T(M), W(M), L(M), f(M, 4)
'
'*** (1) LEE DATOS ***
'
'Archivo de datos
'INPUT "Nombre del archivo de datos"; Ar$
AR$ = "F:TRAC2.txt"
OPEN "I", #1, AR$
'
' INPUT #1, A$
'INTERVALO DE TIEMPO, ITERACIONES DE CALENTAMIENTO, TIEMPO DE
SIMULACION
' INPUT #1, DT, IC, TSIM
'NUMERO DE SECCIONES QUE MUESTRA
' INPUT #1, MW
'COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING
' INPUT #1, N
'LONGITUD DE MAXIMA SEPARACION ENTRE SECCIONES
' INPUT #1, DXM
'NUMERO DE TRAMOS CON MISMA PENDIENTE
' INPUT #1, NCAU
'ANCHO, TALUD, LONGITUD DEL TRAMO, PENDIENTE
FOR J = 1 TO NCAU
' INPUT #1, DIAM(J), LON(J), PEND(J)
NEXT J
'ELEVACION SUPERIOR EN EL PRIMER TRAMO
' INPUT #1, ELESUP
'
INIC = 1
Z(1) = ELESUP
FOR J = 1 TO NCAU
' NT(J) = 0
DO
' NT(J) = NT(J) + 1
' DX = LON(J) / NT(J)
LOOP WHILE DX > DXM
FINI = INIC + NT(J) - 1
SZ = PEND(J) * DX
FOR I = INIC TO FINI
' D(I) = DIAM(J)
' Z(I + 1) = Z(I) - SZ
' L(I) = DX
NEXT I
' INIC = FINI + 1
NEXT J
DF = D(FINI)
ZF = Z(FINI)
M = INIC - 2
'
'*** (2) CONDICION DE FRONTERA AGUAS ABAJO
' TIRANTE CONOCIDO (YF)
'
```

```

'TIRANTE FIJO AGUAS ABAJO
  INPUT #1, YF
'GASTO BASE
  INPUT #1, QE(1, 2)
  YFF = YF
,
'*** (3) LEE HIDROGRAMA EN LA SECCION AGUAS ARRIBA
,
'GASTO DE PICO, TIEMPO DE PICO, TIEMPO BASE,
INPUT #1, QP, TP, TB
MASC = QP / TP
MDES = -QP / (TB - TP)
QB = QE(1, 2)
GAIU = QB
,
'Lee numero de secciones para las que grabara resultados
INPUT #1, nsi
'Lee secciones de las que grabara resultados
FOR I = 1 TO nsi
  INPUT #1, NSE(I)
NEXT I
'*** Si se grabaran resultados DAR A KGRABA EL VALOR 1
INPUT #1, KGRABA
IF KGRABA = 1 THEN
  'Lee archivo donde se grabaran resultados
  INPUT #1, AR$
  OPEN "O", #2, AR$
END IF
CLOSE #1
'-----
-----
'*** (4) ASIGNA VALORES INICIALES DE LAS VARIABLES
,
A = YF * (BF + KF * YF)
A = 1
FOR I = 1 TO M
  Y(I) = YF
  V(I) = QE(1, 2) / A
  V(I) = U(I)
NEXT I
V(1) = 0
M1 = M + 1
V(M1) = V(M)
Y(M1) = YF
Z(M1) = ZF
D(M1) = DF
,
'*** (5) CALCULA CONSTANTES DURANTE EL CALCULO
TH = .9: G = 9.81: E = .2
QP2 = QP * 2: TB2 = TB * 2 / DT
MJ = TSIM / DT + IC
KG = 0
M2 = M - 1
KK = 0
KT = 0
J = 1
J1 = J + 1
C1 = 1 / TH
C2 = (1 - TH) / TH
C3 = 1 / (4 * DT)
C4 = 1 / (2 * TH * G)

```

```

C5 = 1 / (2 * TH * G * DT)
C6 = N * N / (4 * TH)
C0 = 1 / DT
D1 = TH
D2 = 1 - TH
SCREEN 12
VIEW (100, 350)-(495, 455), 1, 2
WINDOW (-10, 0)-(TB2, QP2)
'
' *** (6) EMPIEZA PROCESO DE CALCULO EN EL TIEMPO
'
DO
'Revisa si termino la etapa de "calentamiento"
IF KK <= IC THEN 660
  IF KT < TP THEN
    QE(1, J1) = MASC * KT + QB
  ELSE
    IF KT < TB THEN
      QE(1, J1) = QP + MDES * (KT - TP) + QB
    ELSE
      QE(1, J1) = QB
    END IF
  END IF
  KL = KK - IC
  KT = (KK - IC) * DT
  GAI = GAIU
  GAIU = A(1) * U(1)
  LINE (KL - 1, GAI)-(KL, GAIU), 14
  LINE (KL - 1, gaa)-(KL, gau), 10
  '*** (7) CALCULA CARACTERISTICAS GEOMETRICAS
  660 FOR I = 1 TO M1
    IF Y(I) < D(I) THEN
      S = 2 * SQR(Y(I) * (D(I) - Y(I)))
      B(I) = S
      A2 = 2 * Y(I) - D(I)
      IF A2 <> 0 THEN
        A1 = ATN(S / A2)
        IF A2 < 0 THEN A1 = A1 + 3.14159265#
        O = 2 * (3.14159265# - A1)
      ELSE
        O = 3.14159265#
      END IF
      A(I) = .125 * (O - SIN(O)) * D(I) * D(I)
      PM = O * D(I) * .5
    ELSE
      B2 = Y(I) - D(I)
      A(I) = .78539816# * D(I) * D(I) + B2 * E
      PM = 3.14159265# * D(I) + 2 * B2
      B(I) = E
    END IF
    RM(I) = A(I) / PM
    'C(I) = SQR(9.81 * A(I) / B(I))
  NEXT I
FOR I = 1 TO M
  I1 = I + 1
  B(I) = (B(I) + B(I1)) * L(I) * C3
  RR = (RM(I) + RM(I1)) * .5
  IF RR > 0 THEN
    RM(I) = 1 / RR ^ 1.33333
  ELSE
    RM(I) = 0

```

```

    END IF
NEXT I
    LOCATE 1, 1
    PRINT "ITERACION"; KK; "TIEMPO"; KT; "GASTO"; QE(1, 1)
    PRINT "SECCION    TIRANTE    VELOCIDAD    GASTO"
    ,
    '*** (9) IMPRIME RESULTADOS
    ,
    FOR I = 1 TO M STEP MW
        ga = U(I) * A(I)
        PRINT USING "   ###"; I; : PRINT USING "   ####.###"; Y(I);
U(I); ga; Y(I) / D(I)
    NEXT I
    gaa = gau
    gau = V(M1) * A(M1)
    PRINT USING "   ###"; M1; : PRINT USING "   ####.###"; YF; V(M1);
gau; YC; YF / DF
    PRINT
    ,
    '*** (8) CALCULA PARAMETROS    P,Q,R,S,T,W    DE VELOCIDADES U & V ***
    ,
    FOR I = 1 TO M
        I1 = I + 1
        C8 = L(I) * C5
        CA = -C8 - C4 * (V(I1) - U(I)) - C6 * L(I) * ABS(U(I) + V(I1)) *
RM(I)
        CC = C1 * (Z(I1) - Z(I)) + C2 * (Y(I1) - Y(I)) - C8 * (U(I) + V(I1))
        de = 1 / (CA * (A(I) + A(I1)))
        CD = A(I) * de
        CI = A(I1) * de
        CG = B(I) / (A(I) + A(I1))
        CH = Y(I1) + Y(I)
        CF = CG * CH
        P(I) = CI + CG
        Q(I) = -CI + CG
        R(I) = CC * CI - CF
        S(I) = CD - CG
        T(I) = CD + CG
        W(I) = CC * CD + CF
    NEXT I
    'Revisa el tirante critico
    YC = V(M1) * V(M1) / G
    IF YFF > YC THEN
        YF = YFF
    ELSE
        YF = YC
    END IF
    ,
    ' *** (10) FORMA EL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES ***
    ,
    f(1, 2) = Q(1)
    f(1, 3) = P(1)
    f(1, 4) = (D1 * QE(1, J1) + D2 * QE(1, J)) / A(1) - R(1)
    f(M, 1) = T(M2)
    f(M, 2) = Q(M) - S(M2)
    f(M, 4) = W(M2) - R(M) - P(M) * YF
    FOR I = 2 TO M2
        I2 = I - 1
        f(I, 1) = T(I2)
        f(I, 2) = Q(I) - S(I2)
        f(I, 3) = P(I)

```

```

    f(I, 4) = W(I2) - R(I)
NEXT I
'
' *** (11) RESUELVE EL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES ***
'
GOSUB 1390
'
' *** (12) CALCULA VELOCIDADES U & V ***
'
FOR I = 1 TO M
    I1 = I + 1
    U(I) = P(I) * Y(I1) + Q(I) * Y(I) + R(I)
    V(I1) = S(I) * Y(I1) - T(I) * Y(I) + W(I)
NEXT I
U(I1) = V(I1)
KK = KK + 1
QE(1, J) = QE(1, J1)
'*** (13) REVISAS SI GRABA RESULTADOS ***
IF KK > IC THEN
    IF KGRABA = 1 THEN
        KG = KG + 1
        IF KG = 10 THEN
            KKT = KK * DT
            PRINT #2, USING "##### "; KKT;
            FOR JJ = 1 TO nsi
                I = NSE(JJ)
                ga = U(I) * A(I)
                PRINT #2, USING "   ## ##.### ##.### ##.###"; I; Y(I);
U(I); ga;
            NEXT JJ
            PRINT #2,
            KG = 0
            MN = MN + 1
        END IF
    END IF
END IF
LOOP WHILE KK <= MJ
    IF KGRABA = 1 THEN
        CLOSE #1
    END IF
' *** (18) TERMINA ***
END
'-----
-----
'*** SUBROUTINA PARA RESOLVER EL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES ***
' (METODO DE DOBLE BARRIDO)
1390 '
N1 = M
N2 = M2
N3 = N2
FOR I = 1 TO N3
    A9 = 1 / f(N1, 2)
    FOR K = 1 TO 4
        f(N1, K) = f(N1, K) * A9
    NEXT K
    f(N2, 2) = f(N2, 2) - f(N1, 1) * f(N2, 3)
    f(N2, 4) = f(N2, 4) - f(N1, 4) * f(N2, 3)
    N1 = N2
    N2 = N1 - 1
NEXT I
f(N1, 4) = f(N1, 4) / f(N1, 2)

```

```

N2 = N1 + 1
FOR I = 1 TO N3
  f(N2, 4) = f(N2, 4) - f(N1, 4) * f(N2, 1)
  N1 = N2
  N2 = N1 + 1
NEXT I
FOR I = 1 TO M
  Y(I) = f(I, 4)
NEXT I
RETURN

```

A continuación trataremos de describir el funcionamiento del programa anexado anteriormente.

Programa TRAVEC.BAS.

Línea 6,7 Número máximo de tramos que analizara el programa de acuerdo a la longitud del canal.

Línea 8, 9 Se describen las variables que utilizara el programa.

Línea 11-34 Lee datos del archivo creado "trac2.txt"

Línea 37 Z(1) se le asigna el valor de la elevación superior en el primer tramo.

Línea 38 Ciclo FOR desde uno hasta el número de tramos con misma pendiente.

Línea 39 Se asigna la variable NT(J) = 0

Línea 40 Inicia el ciclo DO

Línea 41 NT(J) = NT(J) + 1 .... número de tramos mayores a DXM.

Línea 42  $DX = \frac{LON(J)}{NT(J)}$  ..... obtiene longitudes mayores.

Línea 43 LOOP WHILE DX > DXM ..... cierra el ciclo DO al comparar DX > DXM recordando que DXM es el dato de restricción.

Línea 44 Calcula FINI = INIC + NT(J) - 1

Línea 45 Calcula SZ = PEND(J) x DX ..... recordando que la pendiente es obtenida del archivo de datos "txt".



Línea 46 Se abre ciclo FOR desde INIC hasta FINI que son datos calculados anteriormente.

Línea 47 Asigna  $D(I) = DIAM(J)$  .... recordando que el diámetro es obtenido del archivo de datos "txt".

Línea 48 Calcula  $Z(I+1) = Z(I) - SZ$  .... el primer valor es la elevación superior y el segundo termino se obtiene de la línea 45.

Línea 49 Asigna  $L(I) = DX$  .... recordando que DX fue calculado en la línea 42.

Línea 50 NEXT I .... instrucción que regresa al ciclo FOR de línea 46 y realiza los cálculos cambiando la variable Z(I) .

Línea 51 Asigna  $INIC = FINI + 1$

Línea 52 NEXT J .... regresa a la línea 39 para hincar el cálculo de los tramos restantes que vienen como datos en el archivo "txt".

Modifica y calcula elevaciones a cierta distancia partiendo de la cota inicial y tomando como pivote cada ciclo terminado.

Línea 53  $DF = D(FINI)$  .... último diámetro leído.

Línea 54  $ZF = Z(FINI)$  .... última cota calculada al final de la sección.

Línea 55 Asigna  $M = INIC - 2$  .... número máximo de tramos definidos.

Línea 57 Condiciones de frontera aguas abajo.

Línea 61 Tirante fijo aguas abajo "YF" = 3 obtenido del archivo "txt".

Línea 63 Gasto base "QE" obtenido del archivo "txt".

Línea 64 Asigna  $YFF = YF$  .... asigna el valor del tirante fijo aguas abajo.

Línea 66 Lee hidrograma en la sección aguas arriba.

Línea 69 Gasto pico (QP), tiempo pico (TP) tiempo base (TB) obtenidos del archivo "txt".

Línea 70 Calcula  $MASC = \frac{QP}{TP}$

Línea 71 Calcula  $MDES = \frac{-QP}{TB - TP}$

- Línea 72      Calcula  $QB = QE$
- Línea 73      Calcula  $GAIU = QB$
- Línea 76      Lee número de secciones para las que grabara resultados "nsi" obtenido del archivo "txt".
- Línea 78      Ciclo FOR desde uno hasta "nsi".
- Línea 79      Lee las tres secciones para las que se grabaran resultados.
- Línea 80      Cierre del ciclo FOR con la instrucción NEXT I.
- Línea 82      Si se grabaran resultados dar a KGRABA el valor de 1, se obtiene del archivo "txt".
- Línea 83-88 Lee archivo donde se grabaran resultados obtenido del archivo "txt".
- Línea 90      Asigna valores iniciales de las variables.
- Línea 92      Calcula  $A = YF (BF + KF \times YF)$ .
- Línea 93      Asigna a la variable  $A = 1$  para iniciar el ciclo.
- Línea 94      Inicio del ciclo FOR desde uno hasta la variable "M" de línea 55.
- Línea 95      Asigna un primer tirante  $Y(I)$  igual al tirante fijo aguas abajo.
- Línea 96      Asigna una velocidad  $V(I) = \frac{QE}{A}$
- Línea 97      Iguala a la variable  $V(I)$  a una variable  $U(I)$ .
- Línea 98      Se cierra el ciclo con la instrucción NEXT I.
- Línea 99      Asigna a la variable  $V(1) = 0$
- Línea 100      Asigna a la variable  $M1 = M + 1$ .
- Línea 101      Asigna a la variable  $V(M1) = V(M)$
- Línea 102      Asigna a la variable  $Y(M1) = YF$
- Línea 103      Asigna a la variable  $Z(M1) = ZF$
- Línea 104      Asigna a la variable  $D(M1) = DF$
- Línea 106      Calcula constantes de calculo.

- Línea 107 Asigna valores a las variables  $TH = 0.90$ ,  $G = 9.81$ ,  $E = 0.20$
- Línea 108 Calcula  $QP2 = QP \times 2$  ;  $TB2 = \frac{TBx2}{DT}$
- Línea 109 Calcula la constante  $MJ = \frac{TSIM}{DT} + IC$  .... variables obtenidas del archivo "txt".
- Línea 110 Asigna a la variable  $KG = 0$
- Línea 111 Asigna a la variable  $M2 = M - 1$
- Línea 112 Asigna a la variable  $KK = 0$
- Línea 113 Asigna a la variable  $KT = 0$
- Línea 114 Asigna a la variable  $J = 1$
- Línea 115 Asigna a la variable  $J1 = J + 1$
- Línea 116 Asigna a la variable  $C1 = \frac{1}{TH}$
- Línea 117 Asigna a la variable  $C2 = \frac{1-TH}{TH}$
- Línea 118 Asigna a la variable  $C3 = \frac{1}{(4xDT)}$
- Línea 119 Asigna a la variable  $C4 = \frac{1}{(2xTHxG)}$
- Línea 120 Asigna a la variable  $C5 = \frac{1}{(2xTHxGxDT)}$
- Línea 121 Asigna a la variable  $C6 = \frac{NxN}{(4xTH)}$  .... "N" constante de manning.
- Línea 122 Asigna a la variable  $C0 = \frac{1}{DT}$
- Línea 123 Asigna a la variable  $D1 = TH$
- Línea 124 Asigna a la variable  $D2 = 1 - TH$
- Línea 125 Screen 12
- Línea 126 View.
- Línea 127 Window.

- Línea 129 Empieza el cálculo en el tiempo.
- Línea 132 Revisa si termino la etapa de calentamiento.
- Línea 133 Condición IF  $\leq$  IC THEN 660 ..... revisa si KK es menor a IC y ve al texto 660 de línea 150 y que es parte del cálculo de características geométricas.
- Línea 150 Inicia ciclo FOR desde 1 hasta M1 que fue calculado en la línea 100.
- Línea 151 Inicia condición IF  $Y(I) < D(I)$  pasa a línea 152.
- Línea 152 Calcula  $S = 2\sqrt{Y(I) \times (D(I) - Y(I))}$
- Línea 153 Asigna a la variable  $B(I) = S$
- Línea 154 Calcula  $A2 = (2 \times Y(I)) - D(I)$
- Línea 155 Inicia condición IF  $A2 < > 0$  THEN pasa a línea 156.
- Línea 156 Calcula  $A1 = ATN\left(\frac{S}{A2}\right)$
- Línea 157 Inicia condición IF  $A2 < 0$  THEN  $A1 = A1 + 3.1416$
- Línea 158 Calcula  $O = 2 (3.1416 - A1)$
- Línea 159 ELSE
- Línea 160 Calcula  $O = 3.1416$
- Línea 161 Cierra condición de línea 155.
- Línea 162 Calcula  $A(I) = 0.125 \times (O - \text{SEN}(O)) \times D(I) \times D(I)$  .... el valor del seno debe ser en radianes.
- Línea 163 Calcula  $PM = O \times D(I) \times 0.50$
- Línea 164 ELSE .... pasa a la línea 170.
- Línea 170 Calcula  $RM(I) = \frac{A(I)}{PM}$  .... datos de línea 162 y 163.
- Línea 165-168 En caso de que la condición de la línea 151 no se cumpla calcula las líneas anteriormente calculadas.

Línea 172 Se cierra el ciclo FOR y vuelve a iniciar el cálculo hasta llegar al valor final de "M".

Línea 173 Inicia ciclo FOR desde 1 hasta "M".

Línea 174 Calcula  $I1 = I + 1$

Línea 175 Calcula  $B(I) = (B(I) + B(I1)) \times L(I) \times C3$  .... datos obtenidos de las líneas 49, 153 y 118.

Línea 176 Calcula  $RR = (RM(I) + RM(I1)) \times 0.50$

Línea 177 Condición IF  $RR > 0$  THEN pasa a la línea 178 y si no pasa a la línea 180.

Línea 178 Calcula  $RM(I) = \left(\frac{1}{RR}\right)^{1.33333333}$

Línea 179 ELSE

Línea 180  $RM(I) = 0$

Línea 181 Se cierra condición IF.

Línea 182 Termina ciclo FOR y vuelve a iniciar en línea 173 hasta llegar al valor de "M".

Línea 183 Locate 1, 1

Línea 184 Imprime "iteración" ; KK ; 2Tiempo" ; KT ; "Gasto" ;QE

Línea 185 Imprime Sección, tirante, velocidad y gasto.

Línea 187 Imprime resultados.

Línea 189 Inicia ciclo FOR desde uno hasta M STEEP MW (número de secciones obtenidas del archivo "txt".)

Línea 190 Calcula  $ga = U(I) \times A(I)$  .... de línea 162.

Línea 191 Imprime No. Sección I, tirante, relación tirante-diámetro.

Línea 192 NEXT I termina ciclo FOR e inicia nuevamente contando desde 1 hasta el valor de "M" brincando de "MW" en "MW" por el valor de STEEP.

Línea 193 Calcula  $gaa = gau$ .

- Línea 194    Calcula  $gau = V(M1) \times A(M1)$
- Línea 195    Imprime sección 70, tirante final, velocidad, tirante crítico, relación Y/D.
- Línea 198    Calcula los parámetros P, Q, R, S, T, W de velocidades "U" y "V".
- Línea 200    Inicia ciclo FOR desde 1 hasta M.
- Línea 201    Calcula  $I1 = I + 1$  para inicio del ciclo FOR.
- Línea 202    Calcula  $C8 = L(I) \times C5$  .... de línea 49 y 120.
- Línea 203    Calcula  $CA = -c8 - c4 \times (V(I1) - U(I) - C6 \times L(I) \times ABS(U(I) + V(I1))) \times RM(I)$  ..... constantes tomadas de líneas 119, 121 y 178.
- Línea 204    Calcula  $CC = C1 \times (Z(I1) - Z(I)) + C2 \times (Y(I1) - Y(I)) - C8 \times (U(I) + V(I1))$
- Línea 205    Calcula  $de = \frac{1}{(CA \times (A(I) + A(I1)))}$  .... de línea 166 y 203.
- Línea 206    Calcula  $CD = A(I) \times de$
- Línea 207    Calcula  $CI = A(I1) \times de$
- Línea 208    Calcula  $CG = \frac{B(I)}{(A(I) + A(I1))}$
- Línea 209    Calcula  $CH = Y(I1) + Y(I)$
- Línea 210    Calcula  $CF = CG \times CH$  ..... de líneas 207 y 208.
- Línea 211    Calcula  $P(I) = CI + CG$  ..... de líneas 207 y 208.
- Línea 212    Calcula  $Q(I) = -CI + CG$  ..... de líneas 207 y 208.
- Línea 213    Calcula  $R(I) = CC \times CI - CF$  ..... de líneas 204, 207 y 210.
- Línea 214    Calcula  $S(I) = CD - CG$  ..... de líneas 206 y 208.
- Línea 215    Calcula  $T(I) = CD + CG$  ..... de líneas 206 y 207.
- Línea 216    Calcula  $W(I) = CC \times CD + CF$  ..... de líneas 204, 206 y 210.
- Línea 217    Cierra el ciclo FOR e inicia el ciclo desde uno hasta el valor de "M".

Línea 218 Revisión del tirante crítico.

Línea 219 Calcula  $YC = \frac{V(M1) \times V(M1)}{G}$  ..... de líneas 101 y 107.

Línea 220 Condición IF YFF > YC THEN

Línea 221 YF = YFF

Línea 222 ELSE

Línea 223 YF = YC

Línea 224 END IF ..... cierre de condición.

Línea 226 Forma el sistema de ecuaciones lineales.

Línea 228  $F(1,2) = Q(1)$

Línea 229  $F(1,3) = P(1)$

Línea 230  $F(1,4) = (D1 \times QE(1,J1) + D2 \times QE(1,J)) / A(1) - r(1)$

Línea 231  $F(M,1) = T(M2)$

Línea 232  $F(M,2) = Q(M) - S(M2)$

Línea 233  $F(M,4) = W(M2) - R(M) - P(M) \times YF$

Línea 234 Inicio de ciclo FOR desde I=2 hasta M2 ..... de línea 111.

Línea 235  $I2 = I - 1$  para arranque del ciclo FOR.

Línea 236  $F(I,1) = T(I2)$

Línea 237  $F(I,2) = Q(I) - S(I2)$

Línea 238  $F(I,3) = P(I)$

Línea 239  $F(I,4) = W(I2) - R(I)$

Línea 240 Se cierra ciclo FOR y vuelve a iniciar hasta llegar al valor de M2.

Línea 242 Resuelve el sistema de ecuaciones lineales.

Línea 244 GOSUB 1390 ..... manda a la subrutina para resolver ecuaciones lineales por el método de doble barrido, línea 281.

Línea 281 Subrutina para solución de ecuaciones lineales.

Línea 284 Asigna  $N1 = M$  ..... de línea 55

Línea 285 Asigna  $N2 = M2$

Línea 286 Asigna  $N3 = N2$

Línea 287 Inicio de ciclo FOR desde uno hasta  $N3$

Línea 288 Calcula  $A9 = \frac{1}{F(N1,2)}$

Línea 289 Inicia una subrutina con ciclo FOR desde uno hasta 4.

Línea 290 Calcula  $F(N1,K) = F(N1,K) \times A9$

Línea 291 Se cierra la subrutina FOR con la instrucción NEXT K y regresa a la línea 289 hasta cumplir el ciclo.

Línea 292 Calcula  $F(N2,2) = F(N2,2) - F(N1,1) \times F(N2,3)$

Línea 293 Calcula  $F(N2,4) = F(N2,4) - F(N1,4) \times F(N2,3)$

Línea 294 Asigna  $N1 = N2$

Línea 295 Asigna  $N2 = N1 - 1$

Línea 296 Se cierra ciclo FOR de línea 287 y cuenta hasta el valor de  $N3$  ejecutando también la subrutina de línea 289

Línea 297 Calcula  $F(N1,4) = F(N1,4) / F(N1,2)$

Línea 298 Asigna  $N2 = N1 + 1$

Línea 299 Inicia ciclo FOR desde uno hasta la variable  $N3$ .

Línea 300 Calcula  $F(N2,4) = F(N2,4) - F(N1,4) \times F(N2,1)$

Línea 301 Asigna  $N1 = N2$

Línea 302 Asigna  $N2 = N1 + 1$

Línea 303 Se cierra el ciclo FOR y se repite el ciclo hasta el valor de  $N3$ .

Línea 304 Inicio de ciclo FOR desde uno hasta  $M$ .

Línea 305 Calcula  $Y(I) = F(I,4)$

Línea 306 Se cierra el ciclo For y se repite el ciclo hasta el valor de  $M$ .

Línea 307 Return ..... instrucción que regresa a la línea 246 ya que termino la subrutina de solución de ecuaciones lineales.

Línea 246 Calcula velocidades  $U$  y  $V$ .



Línea 248 Inicia ciclo For desde uno hasta M

Línea 249 Asigna la variable  $I1 = I + 1$

Línea 250 Calcula  $U(I) = P(I) \times Y(I1) + (QI) \times Y(I) + R(I)$

Línea 251 Calcula  $V(I1) = S(I) \times Y(I1) - T(I) \times Y(I) + W(I)$

Línea 252 Se cierra el ciclo FOR de línea 252 y se repite la rutina hasta el valor de M.

Línea 253 Asigna  $U(I1) = V(I1)$

Línea 254 Asigna  $KK = KK + 1$

Línea 255 Asigna  $QE(1,J) = QE(1,J1)$

Línea 256 Revisa si graba resultados.

Línea 257 Condición IF  $KK > IC$  THEN ..... iteraciones de calentamiento del archivo "txt".

Línea 274 LOOP WHILW  $KK < MJ$  ..... regresa a la línea 132 para revisar si termino la etapa de calentamiento y como KK va de uno en uno entonces repetirá el proceso 250 veces hasta que  $KK > IC$  y se repite todo el proceso desde la línea 132.

Al terminar todo este proceso el programa imprime sección, tirante, velocidad y gasto de las secciones calculadas.

**Anexo "d"**

144460,10,0.8,9.81,0.014,20,100,1,3,3600,0.1

COLECTOR 1

2			
1			
1			
1	19	19	
0.14283			
0.1	0	1500	0
0.1	0.13673	1500	0
0.1	0.13463	1500	0
0.1	0.13276	1500	0
0.1	0.1306	1500	0
0.1	0.38138	1500	0
0.1	0.08303	1500	0
0.1	0.16888	1500	0
0.1	0.14392	1500	0
0.1	0.09301	1500	0
0.1	0.04871	1500	0
0.1	0.024	1500	0
0.1	0	1500	0
0.1	0	1500	0
0.1	0	1500	0
0.1	0	1500	0
0.1	0	1500	0
0.1	0	1500	0
0.1	0	1500	0
0.1	0	1500	0
309.41		310.86	1
308.69		310.29	2
308.07		309.72	3
307.35		309.15	4
306.77		308.69	5
306.4		308.58	6
305.92		308.13	7
305.44		307.69	8
305.02		307.24	9
304.54		306.8	10
304.19		306.42	11
303.83		306.09	12
303.28		305.8	13
302.93		305.47	14
302.33		304.9	15
301.79		304.33	16
301.19		303.71	17
300.48		303.03	18
299.83		302.36	19
0.45	48		
0.61	48		
0.61	48		
0.76	48		
0.91	46		

0.91	60		
0.91	60		
1.22	60		
1.22	60		
1.22	50		
1.22	45		
1.22	39		
1.22	35		
1.22	60		
1.52	60		
1.52	60		
1.52	65		
1.52	65		
2			
13	33		
16	48		
0			
0			
COLECTOR 2			
2			
2			
1			
20	33	13	
0.23707			
0.1	0	1500	0
0.1	0.1293	1500	0
0.1	0.12237	1500	0
0.1	0.15835	1500	0
0.1	0.13881	1500	0
0.1	0.10452	1500	0
0.1	0.09074	1500	0
0.1	0.07556	1500	0
0.1	0.12663	1500	0
0.1	0.1011	1500	0
0.1	0.07293	1500	0
0.1	0.05831	1500	0
0.1	0.0502	1500	0
0.1	0	1500	0
312.93		314.38	20
311.92		313.56	21
311.1		312.73	22
310.24		312	23
309.57		311.36	24
308.99		310.77	25
307.84		309.59	26
307.02		308.95	27
306.4		308.3	28
305.73		307.66	29
305.11		307.07	30
304.58		306.52	31
304.1		306.05	32

303.59		305.8	33
0.45	44		
0.61	48		
0.61	48		
0.76	48		
0.76	48		
0.76	48		
0.76	48		
0.91	48		
0.91	48		
0.91	48		
0.91	48		
0.91	48		
0.91	42		
0			
0			
0			
COLECTOR 3			
2			
3			
1			
34	48	16	
0.16179			
0.1	0	1500	0
0.1	0.04482	1500	0
0.1	0.01827	1500	0
0.1	0.04312	1500	0
0.1	0.05184	1500	0
0.1	0.06833	1500	0
0.1	0.01625	1500	0
0.1	0.04027	1500	0
0.1	0.06599	1500	0
0.1	0.0767	1500	0
0.1	0.00723	1500	0
0.1	0.07138	1500	0
0.1	0.10194	1500	0
0.1	0.06778	1500	0
0.1	0	1500	0
312.83		314.21	34
311.87		313.35	35
311.05		312.5	36
310.19		311.64	37
309.13		310.78	38
308.31		309.92	39
307.45		309.07	40
306.59		308.21	41
305.73		307.35	42
304.82		306.56	43
304.39		306.15	44
304.21		305.97	45
303.56		305.34	46

303.02	304.77	47
302.32	304.33	48
0.38	48	
0.45	48	
0.45	48	
0.45	48	
0.61	48	
0.61	48	
0.61	48	
0.61	48	
0.61	48	
0.76	33	
0.76	18	
0.76	54	
0.76	54	
0.76	70	
0		
0		
0		

## Anexo "e"

144460,15,0.8,9.81,0.014,20,200,1,24,3600,0.05,1.4,1.67,0.60,1.5,20

ETIQUETA PARA CONDUCTOS CERRADOS

1

1,1,COLECTOR 1

ETIQUETA PARA CONDUCTOS A CIELO ABIERTO

0

COLECTOR 1 NON 1 TRAMO 1 A RIO 1

2

1

1

1,3,4

0.005

1,0.071415,2400,0

2,0.071415,2400,0

3,0,2400,0

309.41,310.86,1,1,P1

309.05,310.58,1,1,0

308.69,310.29,1,1,P2

0.45,24

0.45,24

0

0

0

COLECTOR 1 PAR 1 TRAMO 2 RIO 1

3

1

2

4,6,7

0.005

4,0,2400,0

5,0,624,0

6,0,624,0

1.6,308.69,310.29,1,1,P2 E

1.6,308.6895,310.2895,1,1,0

1.6,308.689,310.289,1,1,P2 S

1,0.6

1,0.6

1

4,3

0

0

COLECTOR 1 NON 2 TRAMO 3 RIO 2

2

1

3

7,9,10

0.005

7,0.06841,2400,0

8,0.06841,2400,0

9,0,624,0

308.689,310.289,1,1,P2 S

308.38,310.00,1,1,0

308.07,309.72,1,1,P3 E

0.61,24

0.61,24

1

7,6

0

0  
COLECTOR 1 PAR 2 TRAMO 4 RIO 2  
3  
1  
4  
10,12,13  
0.005  
10,0,624,0  
11,0,646.2,0  
12,0,646.2,0  
1.65,308.07,309.72,1,1,P3 E  
1.65,308.069,309.719,1,1,0  
1.65,308.068,309.718,1,1,P3 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
10,9  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 3 TRAMO 5 RIO 3  
2  
1  
5  
13,15,16  
0.005  
13,0.06727,2400,0  
14,0.06727,2400,0  
15,0,646.2,0  
308.068,309.718,1,1,P3 S  
307.71,309.43,1,1,0  
307.35,309.15,1,1,P4 E  
0.76,24  
0.76,24  
1  
13,12  
0  
0  
COLECTOR 1 PAR 3 TRAMO 6 RIO 3  
3  
1  
6  
16,18,19  
0.005  
16,0,646.2,0  
17,0,664.8,0  
18,0,664.8,0  
1.8,307.35,309.15,1,1,P4 E  
1.8,307.349,309.149,1,1,0  
1.8,307.348,309.148,1,1,P4 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
16,15  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 4 TRAMO 7 RIO 4  
2  
1  
7  
19,21,22

0.005  
19,0.06655,2400,0  
20,0.06655,2400,0  
21,0,664.8,0  
307.348,309.148,1,1,P4 S  
307.06,308.92,1,1,0  
306.77,308.69,1,1,P5 E  
0.76,24  
0.76,24  
1  
19,18  
0  
0  
COLECTOR 1 PAR 4 TRAMO 7 RIO 4  
3  
1  
8  
22,24,25  
0.005  
22,0,664.8,0  
23,0,683.4,0  
24,0,683.4,0  
1.92,306.77,308.69,1,1,P5 E  
1.92,306.769,308.689,1,1,0  
1.92,306.768,308.688,1,1,P5 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
22,21  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 5 TRAMO 8 RIO 5  
2  
1  
9  
25,27,28  
0.005  
25,0.06536,2400,0  
26,0.06536,2400,0  
27,0,683.4,0  
306.768,308.688,1,1,P5 S  
306.58,308.63,1,1,0  
306.4,308.58,1,1,P6 E  
0.91,24  
0.91,24  
1  
25,24  
0  
0  
COLECTOR 1 PAR 5 TRAMO 9 RIO 5  
3  
1  
10  
28,30,31  
0.005  
28,0,683.4,0  
29,0,703.8,0  
30,0,703.8,0  
2.18,306.4,308.58,1,1,P6 E  
2.18,306.399,308.579,1,1,0



2.18,306.398,308.578,1,1,P6 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
28,27  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 6 TRAMO 10 RIO 6  
2  
1  
11  
31,33,34  
0.005  
31,0.191305,2400,0  
32,0.191305,2400,0  
33,0,703.8,0  
306.398,308.578,1,1,P6 S  
306.16,308.35,1,1,0  
305.92,308.13,1,1,P7 E  
1.22,30  
1.22,30  
1  
31,30  
0  
0  
COLECTOR 1 PAR 6 TRAMO 11 RIO 6  
3  
1  
12  
34,36,37  
0.005  
34,0,703.8,0  
35,0,727.2,0  
36,0,727.2,0  
2.21,305.92,308.13,1,1,P7 E  
2.21,305.919,308.129,1,1,0  
2.21,305.918,308.128,1,1,P7 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
34,33  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 7 TRAMO 12 RIO 7  
2  
1  
13  
37,39,40  
0.005  
37,0.041575,2400,0  
38,0.041575,2400,0  
39,0,727.2,0  
305.918,308.128,1,1,P7 S  
305.68,307.91,1,1,0  
305.44,307.69,1,1,P8 E  
1.22,30  
1.22,30  
1  
37,36  
0

0  
COLECTOR 1 PAR 7 TRAMO 13 RIO 7  
3  
1  
14  
40,42,43  
0.05  
40,0.01,727.2,0  
41,0,750,0  
42,0,750,0  
2.25,305.44,307.69,1,1,P8 E  
2.25,305.439,307.689,1,1,0  
2.25,305.438,307.688,1,1,P8 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
40,39  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 8 TRAMO 14 RIO 8  
2  
1  
15  
43,45,46  
0.05  
43,0.08486,2400,0  
44,0.08486,2400,0  
45,0,750,0  
305.438,307.688,1,1,P8 S  
305.23,307.46,1,1,0  
305.02,307.24,1,1,P9 E  
1.22,30  
1.22,30  
1  
43,42  
0  
0  
COLECTOR 1 PAR 8 TRAMO 15 RIO 8  
3  
1  
16  
46,48,49  
0.005  
46,0.01,750,0  
47,0.01,773.4,0  
48,0,773.4,0  
2.22,305.02,307.24,1,1,P9 E  
2.22,305.019,307.239,1,1,0  
2.22,305.018,307.238,1,1,P9 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
46,45  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 9 TRAMO 16 RIO 9  
2  
1  
17  
49,51,52

0.005  
49,0.071265,2400,0  
50,0.071265,2400,0  
51,0,773.4,0  
305.018,307.238,1,1,P9 S  
304.78,307.02,1,1,0  
304.54,306.8,1,1,P10 E  
1.22,30  
1.22,30  
1  
49,48  
0  
0  
COLECTOR 1 PAR 9 TRAMO 17 RIO 9  
3  
1  
18  
52,54,55  
0.005  
52,0,773.4,0  
53,0,795,0  
54,0,795,0  
2.26,304.54,306.8,1,1,P10 E  
2.26,304.539,306.799,1,1,0  
2.26,304.538,306.798,1,1,P10 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
52,51  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 10 TRAMO 18 RIO 10  
2  
1  
19  
55,57,58  
0.005  
55,0.046705,2400,0  
56,0.046705,2400,0  
57,0,795,0  
304.538,306.798,1,1,P10 S  
304.36,306.61,1,1,0  
304.19,306.42,1,1,P11 E  
1.22,25  
1.22,25  
1  
55,54  
0  
0  
COLECTOR 1 PAR 10 TRAMO 19 RIO 10  
3  
1  
20  
58,60,61  
0.005  
58,0,795,0  
59,0,813.6,0  
60,0,813.6,0  
2.23,304.19,306.42,1,1,P11 E  
2.23,304.189,306.419,1,1,0

2.23,304.188,306.418,1,1,P11 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
58,57  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 11 TRAMO 20 RIO 11  
2  
1  
21  
61,63,64  
0.005  
61,0.024295,2400,0  
62,0.024295,2400,0  
63,0,813.6,0  
304.188,306.418,1,1,P11 S  
304.01,306.25,1,1,0  
303.83,306.09,1,1,P12 E  
1.22,22.5  
1.22,22.5  
1  
61,60  
0  
0  
COLECTOR 1 PAR 11 TRAMO 21 RIO 11  
3  
1  
22  
64,66,67  
0.000  
64,0,813.6,0  
65,0,829.8,0  
66,0,829.8,0  
2.26,303.83,306.09,1,1,P12 E  
2.26,303.829,306.089,1,1,0  
2.26,303.828,306.088,1,1,P12 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
64,63  
0  
0  
COLECTOR 1 NON 12 TRAMO 22 RIO 12  
2  
1  
23  
67,69,70  
0.005  
67,0.011935,2400,0  
68,0.011935,2400,0  
69,0,829.8,0  
303.828,306.088,1,1,P12 S  
303.55,305.94,1,1,0  
303.28,305.8,1,1,P13 E  
1.22,19.5  
1.22,19.5  
1  
67,66  
0

0  
COLECTOR 1 PAR 12 TRAMO 23 RIO 12  
3  
1  
24  
70,72,73  
0.005  
70,0,829.8,0  
71,0,829.8,0  
72,0,829.8,0  
2.52,303.28,305.8,1,1,P13 E  
2.52,303.279,305.799,1,1,0  
2.52,303.278,305.798,1,1,P13 S  
1,0.6  
1,0.6  
1  
70,69  
0  
0  
0  
DESCARGA LAGUNAS LATERALES  
0  
LAGUNAS LATERALES  
0  
0  
VIALIDADES  
0

## **Anexo "f"**

## RESULTADOS COMPLETOS CONSIDERANDO POZOS DE VISITA

Coordinación Hidráulica 7:43:59 p.m.							
HORA=	0	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
1	P1	309.45	0.04	0.75	0.005	0	
2	0	309.09	0.04	0.75	0.005	0	
3	P2	308.73	0.04	0.05	0.005	0	
4	P2 E	308.75	0.06	0.11	0.01	0	0.06
5	0	308.75	0.06	0.11	0.01	0	0.06
6	P2 S	308.75	0.06	0	0.01	0	
7	P2 S	308.75	0.06	0.95	0.015	0	0.1
8	0	308.44	0.06	0.95	0.015	0	0.1
9	P3 E	308.13	0.06	0.02	0.015	0	
10	P3 E	308.15	0.08	0.16	0.02	0	0.08
11	0	308.15	0.08	0.15	0.02	0	0.08
12	P3 S	308.15	0.08	0	0.02	0	
13	P3 S	308.14	0.07	1.13	0.025	0	0.1
14	0	307.78	0.07	1.13	0.025	0	0.1
15	P4 E	307.42	0.07	0.02	0.025	0	
16	P4 E	307.45	0.1	0.17	0.03	0	0.1
17	0	307.45	0.1	0.17	0.03	0	0.1
18	P4 S	307.45	0.1	0	0.03	0	
19	P4 S	307.44	0.09	1.16	0.035	0	0.12
20	0	307.15	0.09	1.16	0.035	0	0.12
21	P5 E	306.86	0.09	0.02	0.035	0	
22	P5 E	306.88	0.11	0.19	0.04	0	0.11
23	0	306.88	0.11	0.19	0.04	0	0.11
24	P5 S	306.88	0.11	0	0.04	0	
25	P5 S	306.88	0.11	1.05	0.045	0	0.12
26	0	306.69	0.11	1.03	0.045	0	0.12
27	P6 E	306.51	0.11	0.01	0.045	0	
28	P6 E	306.52	0.12	0.18	0.05	0	0.12
29	0	306.52	0.13	0.18	0.05	0	0.13
30	P6 S	306.52	0.13	0	0.05	0	
31	P6 S	306.51	0.11	1.07	0.055	0	0.09
32	0	306.27	0.11	1.08	0.055	0	0.09
33	P7 E	306.03	0.11	0.01	0.055	0	
34	P7 E	306.06	0.14	0.2	0.06	0	0.14
35	0	306.06	0.14	0.2	0.06	0	0.14
36	P7 S	306.06	0.14	0	0.06	0	
37	P7 S	306.04	0.12	1.13	0.065	0	0.1
38	0	305.8	0.12	1.13	0.065	0	0.1
39	P8 E	305.56	0.12	0.01	0.065	0	
40	P8 E	305.63	0.19	0.27	0.115	0	0.19
41	0	305.63	0.19	0.27	0.115	0	0.19
42	P8 S	305.63	0.19	0.03	0.115	0	
43	P8 S	305.63	0.19	1.42	0.165	0	0.16
44	0	305.42	0.19	1.43	0.165	0	0.16
45	P9 E	305.21	0.19	0.06	0.165	0	
46	P9 E	305.25	0.23	0.33	0.17	0	0.23
47	0	305.25	0.23	0.33	0.17	0	0.23
48	P9 S	305.25	0.23	0	0.17	0	
49	P9 S	305.21	0.19	1.52	0.175	0	0.15

Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
50	0	304.97	0.19	1.52	0.175	0	0.15
51	P10 E	304.73	0.19	0.01	0.175	0	
52	P10 E	304.78	0.24	0.33	0.18	0	0.24
53	0	304.78	0.24	0.33	0.18	0	0.24
54	P10 S	304.78	0.24	0	0.18	0	
55	P10 S	304.74	0.2	1.49	0.185	0	0.16
56	0	304.56	0.2	1.46	0.185	0	0.17
57	P11 E	304.39	0.2	0.01	0.185	0	
58	P11 E	304.43	0.24	0.35	0.19	0	0.24
59	0	304.43	0.25	0.35	0.19	0	0.25
60	P11 S	304.43	0.25	0	0.19	0	
61	P11 S	304.39	0.2	1.57	0.195	0	0.16
62	0	304.21	0.2	1.57	0.195	0	0.16
63	P12 E	304.03	0.2	0.01	0.195	0	
64	P12 E	304.08	0.25	0.35	0.195	0	0.25
65	0	304.08	0.25	0.35	0.195	0	0.25
66	P12 S	304.08	0.25	0	0.195	0	
67	P12 S	304	0.17	1.94	0.2	0	0.14
68	0	303.73	0.18	1.92	0.2	0	0.14
69	P13 E	303.46	0.18	0.01	0.2	0	
70	P13 E	303.53	0.25	0.32	0.205	0	0.25
71	0	303.53	0.25	0.32	0.205	0	0.25
72	P13 S	303.53	0.26	0	0.205	0	
HORA=	20	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
1	P1	309.52	0.11	1.39	0.04	0	0.23
2	0	309.2	0.15	1.66	0.075	0	0.32
3	P2	308.84	0.15	0.05	0.075	0	
4	P2 E	308.85	0.16	0.32	0.08	0	0.15
5	0	308.85	0.16	0.32	0.08	0	0.16
6	P2 S	308.85	0.16	0	0.08	0	
7	P2 S	308.86	0.17	1.74	0.119	0	0.28
8	0	308.58	0.2	1.87	0.153	0	0.32
9	P3 E	308.27	0.2	0.02	0.153	0	
10	P3 E	308.29	0.22	0.44	0.158	0	0.22
11	0	308.29	0.22	0.44	0.158	0	0.22
12	P3 S	308.29	0.22	0	0.158	0	
13	P3 S	308.27	0.2	2.08	0.197	0	0.26
14	0	307.93	0.22	2.18	0.23	0	0.28
15	P4 E	307.57	0.22	0.02	0.23	0	
16	P4 E	307.62	0.27	0.49	0.235	0	0.26
17	0	307.62	0.27	0.49	0.235	0	0.27
18	P4 S	307.62	0.27	0	0.235	0	
19	P4 S	307.6	0.25	2.11	0.273	0	0.32
20	0	307.32	0.26	2.18	0.307	0	0.34
21	P5 E	307.03	0.26	0.02	0.307	0	
22	P5 E	307.08	0.31	0.53	0.312	0	0.3
23	0	307.08	0.31	0.53	0.311	0	0.31
24	P5 S	307.08	0.31	0	0.311	0	
25	P5 S	307.06	0.3	1.91	0.349	0	0.32
26	0	306.89	0.31	1.93	0.382	0	0.34
27	P6 E	306.71	0.31	0.01	0.382	0	
28	P6 E	306.74	0.34	0.52	0.387	0	0.34



Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
29	0	306.74	0.35	0.52	0.386	0	0.34
30	P6 S	306.74	0.35	0	0.386	0	
31	P6 S	306.71	0.31	2.05	0.487	0	0.25
32	0	306.5	0.34	2.17	0.582	0	0.28
33	P7 E	306.26	0.34	0.01	0.582	0	
34	P7 E	306.35	0.43	0.63	0.587	0	0.42
35	0	306.35	0.43	0.63	0.587	0	0.42
36	P7 S	306.34	0.43	0	0.587	0	
37	P7 S	306.27	0.35	2.19	0.613	0	0.28
38	0	306.04	0.36	2.22	0.633	0	0.29
39	P8 E	305.8	0.36	0.01	0.633	0	
40	P8 E	305.9	0.46	0.68	0.693	0.01	0.46
41	0	305.9	0.46	0.67	0.693	0	0.46
42	P8 S	305.9	0.46	0.03	0.693	0	
43	P8 S	305.85	0.42	2.24	0.785	0	0.34
44	0	305.66	0.43	2.28	0.828	0	0.34
45	P9 E	305.45	0.43	0.06	0.828	0	
46	P9 E	305.53	0.51	0.75	0.843	0.01	0.51
47	0	305.53	0.51	0.76	0.852	0.01	0.51
48	P9 S	305.53	0.51	0	0.852	0	
49	P9 S	305.45	0.43	2.43	0.892	0	0.35
50	0	305.22	0.44	2.47	0.928	0	0.35
51	P10 E	304.98	0.44	0.01	0.928	0	
52	P10 E	305.08	0.54	0.78	0.933	0	0.53
53	0	305.08	0.54	0.78	0.933	0	0.53
54	P10 S	305.08	0.54	0	0.932	0	
55	P10 S	305	0.46	2.39	0.961	0	0.37
56	0	304.83	0.47	2.37	0.984	0	0.38
57	P11 E	304.66	0.47	0.01	0.984	0	
58	P11 E	304.74	0.55	0.81	0.989	0	0.55
59	0	304.74	0.55	0.81	0.989	0	0.55
60	P11 S	304.74	0.55	0	0.988	0	
61	P11 S	304.65	0.46	2.51	1.005	0	0.37
62	0	304.47	0.46	2.53	1.018	0	0.37
63	P12 E	304.29	0.46	0.01	1.018	0	
64	P12 E	304.39	0.56	0.81	1.018	0	0.55
65	0	304.39	0.56	0.81	1.017	0	0.55
66	P12 S	304.39	0.56	0	1.017	0	
67	P12 S	304.22	0.4	3.13	1.028	0	0.32
68	0	303.95	0.4	3.1	1.034	0	0.32
69	P13 E	303.68	0.4	0.01	1.034	0	
70	P13 E	303.85	0.57	0.74	1.039	0	0.56
71	0	303.85	0.57	0.74	1.038	0	0.56
72	P13 S	303.85	0.57	0	1.038	0	
HORA=	40	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
1	P1	309.56	0.15	1.66	0.076	0	0.33
2	0	309.26	0.21	1.99	0.147	0	0.47
3	P2	308.9	0.21	0.05	0.147	0	
4	P2 E	308.91	0.22	0.44	0.152	0	0.22
5	0	308.91	0.22	0.44	0.152	0	0.22
6	P2 S	308.91	0.22	0	0.152	0	
7	P2 S	308.93	0.24	2.08	0.225	0	0.39

Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
8	0	308.66	0.28	2.23	0.293	0	0.46
9	P3 E	308.35	0.28	0.02	0.293	0	
10	P3 E	308.37	0.3	0.6	0.298	0	0.3
11	0	308.37	0.31	0.6	0.298	0	0.3
12	P3 S	308.37	0.31	0	0.298	0	
13	P3 S	308.34	0.28	2.48	0.37	0	0.36
14	0	308.01	0.3	2.6	0.438	0	0.39
15	P4 E	307.65	0.3	0.02	0.438	0	
16	P4 E	307.72	0.37	0.67	0.443	0	0.37
17	0	307.72	0.37	0.67	0.443	0	0.37
18	P4 S	307.72	0.37	0	0.442	0	
19	P4 S	307.7	0.35	2.5	0.514	0	0.46
20	0	307.44	0.38	2.59	0.581	0	0.49
21	P5 E	307.15	0.38	0.02	0.581	0	
22	P5 E	307.2	0.43	0.72	0.586	0	0.42
23	0	307.2	0.43	0.72	0.585	0	0.43
24	P5 S	307.2	0.43	0	0.585	0	
25	P5 S	307.18	0.42	2.26	0.656	0	0.45
26	0	307.02	0.44	2.28	0.721	0	0.48
27	P6 E	306.84	0.44	0.01	0.721	0	
28	P6 E	306.88	0.48	0.7	0.726	0	0.47
29	0	306.88	0.48	0.7	0.726	0	0.47
30	P6 S	306.88	0.48	0	0.726	0	
31	P6 S	306.83	0.44	2.46	0.922	0	0.35
32	0	306.64	0.48	2.59	1.113	0	0.39
33	P7 E	306.4	0.48	0.01	1.113	0	
34	P7 E	306.51	0.59	0.86	1.118	0	0.59
35	0	306.51	0.59	0.86	1.118	0	0.59
36	P7 S	306.51	0.59	0	1.118	0	
37	P7 S	306.41	0.49	2.62	1.164	0	0.4
38	0	306.18	0.5	2.65	1.206	0	0.41
39	P8 E	305.94	0.5	0.01	1.206	0	
40	P8 E	306.07	0.63	0.9	1.266	0.01	0.62
41	0	306.07	0.63	0.9	1.266	0	0.63
42	P8 S	306.07	0.63	0.03	1.265	0	
43	P8 S	306.01	0.57	2.62	1.4	0	0.46
44	0	305.82	0.59	2.66	1.485	0	0.48
45	P9 E	305.61	0.59	0.06	1.485	0	
46	P9 E	305.71	0.69	0.99	1.5	0.01	0.68
47	0	305.71	0.69	0.99	1.51	0.01	0.68
48	P9 S	305.71	0.69	0	1.51	0	
49	P9 S	305.61	0.59	2.84	1.586	0	0.48
50	0	305.38	0.6	2.88	1.657	0	0.49
51	P10 E	305.14	0.6	0.01	1.657	0	
52	P10 E	305.26	0.72	1.03	1.662	0	0.72
53	0	305.26	0.72	1.03	1.662	0	0.72
54	P10 S	305.26	0.72	0	1.662	0	
55	P10 S	305.17	0.64	2.78	1.713	0	0.52
56	0	305.02	0.66	2.75	1.76	0	0.53
57	P11 E	304.85	0.66	0.01	1.76	0	
58	P11 E	304.93	0.74	1.07	1.765	0	0.74
59	0	304.93	0.74	1.07	1.765	0	0.74
60	P11 S	304.93	0.75	0	1.764	0	
61	P11 S	304.82	0.63	2.92	1.794	0	0.51

Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
62	0	304.65	0.64	2.95	1.818	0	0.52
63	P12 E	304.47	0.64	0.01	1.818	0	
64	P12 E	304.59	0.76	1.07	1.818	0	0.75
65	0	304.58	0.76	1.07	1.818	0	0.75
66	P12 S	304.58	0.76	0	1.817	0	
67	P12 S	304.37	0.54	3.66	1.834	0	0.44
68	0	304.1	0.55	3.63	1.846	0	0.45
69	P13 E	303.83	0.55	0.01	1.846	0	
70	P13 E	304.04	0.76	0.97	1.851	0	0.76
71	0	304.04	0.76	0.97	1.851	0	0.76
72	P13 S	304.04	0.76	0	1.851	0	
HORA=	60	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
1	P1	309.56	0.15	1.67	0.076	0	0.33
2	0	309.26	0.21	1.99	0.148	0	0.47
3	P2	308.9	0.21	0.05	0.148	0	
4	P2 E	308.91	0.22	0.43	0.153	0	0.22
5	0	308.91	0.22	0.43	0.153	0	0.22
6	P2 S	308.91	0.22	0	0.153	0	
7	P2 S	308.93	0.24	2.08	0.226	0	0.4
8	0	308.66	0.28	2.24	0.295	0	0.46
9	P3 E	308.35	0.28	0.02	0.295	0	
10	P3 E	308.38	0.31	0.59	0.3	0	0.31
11	0	308.38	0.31	0.59	0.3	0	0.31
12	P3 S	308.38	0.31	0	0.3	0	
13	P3 S	308.35	0.28	2.48	0.372	0	0.36
14	0	308.01	0.3	2.6	0.439	0	0.4
15	P4 E	307.65	0.3	0.02	0.439	0	
16	P4 E	307.73	0.38	0.66	0.444	0	0.38
17	0	307.72	0.38	0.66	0.444	0	0.38
18	P4 S	307.72	0.38	0	0.444	0	
19	P4 S	307.7	0.35	2.5	0.516	0	0.46
20	0	307.44	0.38	2.59	0.582	0	0.5
21	P5 E	307.15	0.38	0.02	0.582	0	
22	P5 E	307.2	0.43	0.71	0.587	0	0.43
23	0	307.2	0.43	0.71	0.587	0	0.43
24	P5 S	307.2	0.43	0	0.587	0	
25	P5 S	307.18	0.42	2.27	0.658	0	0.46
26	0	307.03	0.45	2.28	0.723	0	0.49
27	P6 E	306.85	0.45	0.01	0.723	0	
28	P6 E	306.88	0.48	0.7	0.728	0	0.48
29	0	306.88	0.48	0.69	0.728	0	0.48
30	P6 S	306.88	0.48	0	0.728	0	
31	P6 S	306.83	0.44	2.46	0.924	0	0.36
32	0	306.64	0.48	2.6	1.116	0	0.4
33	P7 E	306.4	0.48	0.01	1.116	0	
34	P7 E	306.52	0.6	0.85	1.121	0	0.6
35	0	306.52	0.6	0.85	1.121	0	0.6
36	P7 S	306.52	0.6	0	1.121	0	
37	P7 S	306.41	0.5	2.62	1.167	0	0.41
38	0	306.18	0.5	2.65	1.209	0	0.41
39	P8 E	305.94	0.5	0.01	1.209	0	
40	P8 E	306.07	0.63	0.89	1.269	0.01	0.64

Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
41	0	306.07	0.64	0.89	1.269	0	0.64
42	P8 S	306.07	0.64	0.03	1.269	0	
43	P8 S	306.01	0.57	2.62	1.404	0	0.47
44	0	305.82	0.59	2.67	1.488	0	0.48
45	P9 E	305.61	0.59	0.06	1.488	0	
46	P9 E	305.71	0.69	0.98	1.503	0.01	0.69
47	0	305.71	0.69	0.98	1.513	0.01	0.69
48	P9 S	305.71	0.7	0	1.513	0	
49	P9 S	305.61	0.59	2.84	1.59	0	0.48
50	0	305.38	0.6	2.88	1.661	0	0.49
51	P10 E	305.14	0.6	0.01	1.661	0	
52	P10 E	305.27	0.73	1.01	1.666	0	0.73
53	0	305.27	0.73	1.01	1.666	0	0.73
54	P10 S	305.27	0.73	0	1.666	0	
55	P10 S	305.18	0.64	2.78	1.718	0	0.52
56	0	305.02	0.66	2.75	1.764	0	0.54
57	P11 E	304.85	0.66	0.01	1.764	0	
58	P11 E	304.94	0.75	1.06	1.769	0	0.75
59	0	304.94	0.75	1.06	1.769	0	0.75
60	P11 S	304.94	0.75	0	1.769	0	
61	P11 S	304.82	0.63	2.93	1.799	0	0.52
62	0	304.65	0.64	2.95	1.823	0	0.52
63	P12 E	304.47	0.64	0.01	1.823	0	
64	P12 E	304.59	0.76	1.06	1.823	0	0.76
65	0	304.59	0.76	1.06	1.823	0	0.76
66	P12 S	304.59	0.76	0	1.823	0	
67	P12 S	304.37	0.54	3.67	1.84	0	0.44
68	0	304.1	0.55	3.63	1.852	0	0.45
69	P13 E	303.83	0.55	0.01	1.852	0	
70	P13 E	304.05	0.77	0.96	1.857	0	0.77
71	0	304.05	0.77	0.96	1.857	0	0.77
72	P13 S	304.05	0.77	0	1.857	0	
HORA=	80	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
1	P1	309.52	0.11	1.4	0.041	0	0.33
2	0	309.2	0.15	1.67	0.078	0	0.47
3	P2	308.84	0.15	0.05	0.078	0	
4	P2 E	308.85	0.16	0.31	0.083	0	0.22
5	0	308.85	0.16	0.31	0.083	0	0.22
6	P2 S	308.85	0.16	0	0.083	0	
7	P2 S	308.86	0.18	1.75	0.122	0	0.4
8	0	308.58	0.2	1.88	0.156	0	0.46
9	P3 E	308.27	0.2	0.02	0.156	0	
10	P3 E	308.3	0.23	0.42	0.161	0	0.31
11	0	308.3	0.23	0.42	0.161	0	0.31
12	P3 S	308.3	0.23	0	0.161	0	
13	P3 S	308.27	0.2	2.09	0.2	0	0.36
14	0	307.93	0.22	2.18	0.234	0	0.4
15	P4 E	307.57	0.22	0.02	0.234	0	
16	P4 E	307.63	0.28	0.47	0.239	0	0.38
17	0	307.63	0.28	0.47	0.239	0	0.38
18	P4 S	307.63	0.28	0	0.239	0	
19	P4 S	307.6	0.25	2.12	0.277	0	0.46

Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
20	0	307.33	0.27	2.19	0.311	0	0.5
21	P5 E	307.04	0.27	0.02	0.311	0	
22	P5 E	307.09	0.32	0.51	0.316	0	0.43
23	0	307.09	0.32	0.51	0.316	0	0.43
24	P5 S	307.09	0.32	0	0.316	0	
25	P5 S	307.07	0.3	1.92	0.354	0	0.46
26	0	306.9	0.32	1.93	0.386	0	0.49
27	P6 E	306.72	0.32	0.01	0.386	0	
28	P6 E	306.76	0.36	0.5	0.391	0	0.48
29	0	306.76	0.36	0.5	0.392	0	0.48
30	P6 S	306.76	0.36	0	0.392	0	
31	P6 S	306.71	0.32	2.06	0.492	0	0.36
32	0	306.5	0.34	2.17	0.588	0	0.4
33	P7 E	306.26	0.34	0.01	0.588	0	
34	P7 E	306.36	0.44	0.6	0.593	0	0.6
35	0	306.36	0.44	0.6	0.594	0	0.6
36	P7 S	306.36	0.44	0	0.594	0	
37	P7 S	306.27	0.35	2.2	0.62	0	0.41
38	0	306.04	0.36	2.23	0.64	0	0.41
39	P8 E	305.8	0.36	0.01	0.64	0	
40	P8 E	305.91	0.47	0.64	0.69	0	0.64
41	0	305.91	0.47	0.64	0.691	0	0.64
42	P8 S	305.91	0.48	0.03	0.691	0	
43	P8 S	305.85	0.41	2.24	0.783	0	0.47
44	0	305.66	0.43	2.28	0.826	0	0.48
45	P9 E	305.45	0.43	0.06	0.826	0	
46	P9 E	305.54	0.52	0.71	0.831	0	0.69
47	0	305.54	0.52	0.71	0.831	0	0.69
48	P9 S	305.54	0.52	0	0.831	0	
49	P9 S	305.44	0.42	2.42	0.872	0	0.48
50	0	305.21	0.43	2.45	0.908	0	0.49
51	P10 E	304.97	0.43	0.01	0.908	0	
52	P10 E	305.08	0.54	0.73	0.913	0	0.73
53	0	305.08	0.55	0.73	0.913	0	0.73
54	P10 S	305.09	0.55	0	0.913	0	
55	P10 S	304.99	0.45	2.38	0.942	0	0.52
56	0	304.83	0.47	2.35	0.965	0	0.54
57	P11 E	304.66	0.47	0.01	0.965	0	
58	P11 E	304.75	0.56	0.76	0.97	0	0.75
59	0	304.75	0.56	0.76	0.971	0	0.75
60	P11 S	304.75	0.56	0	0.971	0	
61	P11 S	304.64	0.45	2.5	0.988	0	0.52
62	0	304.46	0.45	2.52	1	0	0.52
63	P12 E	304.28	0.45	0.01	1	0	
64	P12 E	304.4	0.57	0.77	1	0	0.76
65	0	304.4	0.57	0.77	1.001	0	0.76
66	P12 S	304.4	0.57	0	1.001	0	
67	P12 S	304.22	0.39	3.12	1.012	0	0.44
68	0	303.95	0.4	3.09	1.018	0	0.45
69	P13 E	303.68	0.4	0.01	1.018	0	
70	P13 E	303.86	0.58	0.7	1.023	0	0.77
71	0	303.86	0.58	0.69	1.023	0	0.77
72	P13 S	303.86	0.58	0	1.024	0	

Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
HORA=	100	min					
Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
1	P1	309.45	0.04	0.77	0.006	0	0.33
2	0	309.09	0.04	0.8	0.006	0	0.47
3	P2	308.73	0.04	0.05	0.006	0	
4	P2 E	308.75	0.06	0.1	0.011	0	0.22
5	0	308.75	0.07	0.1	0.011	0	0.22
6	P2 S	308.76	0.07	0	0.012	0	
7	P2 S	308.75	0.07	0.97	0.017	0	0.4
8	0	308.45	0.07	0.97	0.017	0	0.46
9	P3 E	308.14	0.07	0.02	0.017	0	
10	P3 E	308.16	0.09	0.14	0.022	0	0.31
11	0	308.16	0.09	0.14	0.022	0	0.31
12	P3 S	308.16	0.09	0	0.022	0	
13	P3 S	308.14	0.08	1.15	0.027	0	0.36
14	0	307.79	0.08	1.16	0.027	0	0.4
15	P4 E	307.43	0.08	0.02	0.027	0	
16	P4 E	307.46	0.11	0.15	0.032	0	0.38
17	0	307.46	0.11	0.15	0.033	0	0.38
18	P4 S	307.46	0.11	0	0.033	0	
19	P4 S	307.44	0.09	1.18	0.038	0	0.46
20	0	307.15	0.09	1.19	0.038	0	0.5
21	P5 E	306.86	0.09	0.02	0.038	0	
22	P5 E	306.9	0.13	0.16	0.043	0	0.43
23	0	306.9	0.13	0.16	0.044	0	0.43
24	P5 S	306.9	0.13	0	0.044	0	
25	P5 S	306.88	0.11	1.07	0.049	0	0.46
26	0	306.69	0.11	1.06	0.049	0	0.49
27	P6 E	306.51	0.11	0.01	0.049	0	
28	P6 E	306.54	0.14	0.16	0.054	0	0.48
29	0	306.54	0.14	0.16	0.055	0	0.48
30	P6 S	306.54	0.15	0	0.055	0	
31	P6 S	306.51	0.11	1.1	0.06	0	0.36
32	0	306.27	0.11	1.11	0.06	0	0.4
33	P7 E	306.03	0.11	0.01	0.06	0	
34	P7 E	306.08	0.16	0.17	0.065	0	0.6
35	0	306.08	0.16	0.17	0.066	0	0.6
36	P7 S	306.08	0.16	0	0.067	0	
37	P7 S	306.04	0.12	1.16	0.072	0	0.41
38	0	305.8	0.12	1.17	0.072	0	0.41
39	P8 E	305.56	0.12	0.01	0.072	0	
40	P8 E	305.65	0.21	0.24	0.122	0	0.64
41	0	305.65	0.21	0.24	0.123	0	0.64
42	P8 S	305.65	0.21	0.03	0.123	0	
43	P8 S	305.63	0.19	1.44	0.173	0	0.47
44	0	305.42	0.19	1.45	0.173	0	0.48
45	P9 E	305.21	0.19	0.06	0.173	0	
46	P9 E	305.27	0.25	0.31	0.178	0	0.69
47	0	305.27	0.25	0.31	0.179	0	0.69
48	P9 S	305.27	0.25	0	0.179	0	
49	P9 S	305.21	0.19	1.54	0.184	0	0.48
50	0	304.97	0.19	1.55	0.184	0	0.49
51	P10 E	304.73	0.19	0.01	0.184	0	
52	P10 E	304.8	0.26	0.31	0.189	0	0.73

Seccion	Estructura	Elev SLA	Tir	Vel	Gasto	Q Ent	Rel Y/D
53	0	304.8	0.26	0.31	0.19	0	0.73
54	P10 S	304.8	0.26	0	0.191	0	
55	P10 S	304.74	0.2	1.51	0.196	0	0.52
56	0	304.57	0.21	1.49	0.196	0	0.54
57	P11 E	304.4	0.21	0.01	0.196	0	
58	P11 E	304.46	0.27	0.32	0.201	0	0.75
59	0	304.46	0.27	0.32	0.202	0	0.75
60	P11 S	304.46	0.27	0	0.202	0	
61	P11 S	304.39	0.21	1.6	0.207	0	0.52
62	0	304.21	0.2	1.6	0.207	0	0.52
63	P12 E	304.03	0.2	0.01	0.207	0	
64	P12 E	304.1	0.27	0.32	0.207	0	0.76
65	0	304.1	0.27	0.32	0.208	0	0.76
66	P12 S	304.1	0.27	0	0.209	0	
67	P12 S	304.01	0.18	1.98	0.214	0	0.44
68	0	303.73	0.18	1.96	0.214	0	0.45
69	P13 E	303.46	0.18	0.01	0.214	0	
70	P13 E	303.56	0.28	0.3	0.219	0	0.77
71	0	303.56	0.28	0.3	0.22	0	0.77
72	P13 S	303.56	0.28	0	0.221	0	

## Referencias.

- 1.- Sotelo Avila Gilberto, "Hidráulica General", Editorial Limusa S.A. de C.V. México D.F. 1991.
- 2.- Aparicio Mijares, Francisco Javier. "Fundamentos de Hidrología de Superficie", Editorial Limusa, 1987.
- 3.- Lara González, Jorge Luis. "Alcantarillado", Facultad de Ingeniería U.N.A.M., División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Departamento de Ingeniería Sanitaria, 1991.
- 4.- "Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana". Facultad de Ingeniería U.N.A.M., División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Departamento de Ingeniería Sanitaria, 2000.
- 5.- Sánchez Segura, Araceli. "Proyecto de Sistemas de Alcantarillado". Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Dirección de publicaciones del I.P.N., 1995.
- 6.- Sánchez Bribiesca, José Luis. "Método alternativo para la evaluación de efectos transitorios en canales". Comisión Federal de Electricidad, Federación editorial mexicana, 1986.
- 7.- Fuentes Mariles, Oscar Arturo. "Introducción a los métodos numéricos aplicados a la hidráulica". Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Formularios e impresos 1988.



- 8.- Ven Te Chow. "Hidráulica de canales abiertos". Mc Graw Hill, 1959.
- 9.- Chaudry, M.H. (1993) "Open Channel Flow", Prentice Hall, New Jersey, USA.
- 10.- French, Richard H., (1988) "Hidráulica de Canales Abiertos", 1a. Edición Libros McGraw Hill, Interamericana de México, S.A. de C.V., México.
- 11.- Henderson, F.M. (1966) "Open Channel Flow", Mcmillan Publishing Co., Inc., New York, USA.