



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

**“FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE  
CONTIENE AIRE ATRAPADO”**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
EVA MARÍA GONZÁLEZ ZETINA

TUTOR  
DR. ÓSCAR POZOS ESTRADA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. AGOSTO 2014



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Echávez Aldape Gabriel

Secretario: Dr. Fuentes Mariles Oscar

Vocal: Dr. Pozos Estrada Óscar

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

2<sup>do.</sup> Suplente: Dr. Pedrozo Acuña Adrián

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Distrito Federal

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Óscar Pozos Estrada

---

**FIRMA**

## **D**EDICATORIAS

### **A David:**

Gracias por motivarme a continuar con mi preparación académica y alentarme en el proceso. Eres el principal motivo para buscar ser la mejor versión de mí en todos los aspectos.

### **A mis padres:**

Inocente González y Eva Zetina. Gracias por cultivar en mí lo esencial de la preparación académica y, además, brindarme su apoyo, cariño y tiempo para lograr cumplir mis metas y sueños. Gracias también por respetar mis decisiones y dejarme crecer.

# AGRADECIMIENTOS

## **Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología:**

Gracias por el apoyo económico brindado puntualmente, permitiendo que me enfocara a los estudios. Sin su ayuda, no hubiese sido posible lograr esta meta.

## **Al Dr. Óscar Pozos Estrada:**

Gracias por siempre incentivar me a realizar un mejor trabajo, por su apoyo y tiempo dedicado a esta tesis, compartiendo su investigación para lograr un buen resultado.

## **A la Universidad Nacional Autónoma de México:**

Por permitirme continuar mi preparación académica en esta institución, cuna de grandes personalidades de todos los ámbitos a nivel nacional e internacional. Es un honor sentirme parte de ésta universidad.

## **A mis profesores de la Maestría en Ingeniería Hidráulica:**

A todos aquellos que compartieron sus conocimientos y experiencias conmigo, motivándome no sólo a ser mejor estudiante, también una mejor profesionalista.

## **A mis amigos y compañeros del posgrado:**

Sin duda, hicieron que la maestría resultara una experiencia llena de momentos muy gratos, compartiendo conocimiento y brindando apoyo. Gracias, sobre todo, por su tiempo y su amistad.

*“La ciencia puede divertirnos y fascinarnos, pero es la Ingeniería  
la que cambia el mundo.”*

**Isaac Asimov**

## RESUMEN

El crecimiento descontrolado de grandes ciudades alrededor del mundo, representa una gran variedad de retos para la ingeniería, ya sea para satisfacer las necesidades de los habitantes o bien generar condiciones de seguridad para los mismos. Es por ello, que un servicio básico como un sistema de alcantarillado eficiente, influye en ambos objetivos, es decir, satisface la necesidad de un buen manejo de las aguas residuales y, a su vez, evita las inundaciones provocadas por las aguas pluviales, conduciéndolas adecuadamente. Por lo anterior, el diseño y operación de un sistema de alcantarillado puede resultar complejo, sobre todo la operación, ya que pueden presentarse fenómenos que alteren el funcionamiento del sistema. Particularmente, la acumulación de aire en forma de bolsa, es capaz de generar graves problemas en conductos de aguas residuales, debido a que sí ésta es comprimida por el flujo se pueden originar sobrepresiones de consideración; al tener sobrepresiones en un conducto cerrado, como es el caso de un sistema de alcantarillado, el exceso de presión propiciará la liberación de aire, sin embargo, si no se cuentan con dispositivos para tal fin los efectos pueden ser que la expulsión de aire reviente el conducto, o también que las tapas de fierro de los pozos de visita salgan disparadas seguidas de las aguas residuales, siendo todo ello un peligro para las personas. El fenómeno de acumulación de aire, se puede definir como una combinación de un flujo a superficie libre que pasa a un flujo a presión, es decir un flujo mixto; por ello, en esta investigación se busca presentar los efectos que un flujo mixto provoca en un sistema de alcantarillado, siendo los principales las sobrepresiones en los conductos.

# ÍNDICE

*Página*

<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	1
1.2. OBJETIVOS.....	1
1.3. HIPÓTESIS .....	2
1.4. IMPORTANCIA.....	2
<b>2. DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO .....</b>	<b>4</b>
2.1. INTRODUCCIÓN .....	4
2.2. CONCEPTOS BÁSICOS.....	4
2.2.1. RED DE ALCANTARILLADO .....	4
2.2.2. CLASIFICACIÓN DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO .....	5
2.2.3. RED DE ATARJEAS.....	7
2.2.3.1. Modelos de configuración de atarjeas y características técnicas.....	8
2.2.4. COLECTORES E INTERCEPTORES.....	10
2.2.5. EMISORES.....	11
2.2.5.1. Emisores a gravedad.....	11
2.2.5.2. Emisores a presión .....	11
2.2.6. COMPONENTES DE UNA RED DE ALCANTARILLADO .....	12
2.2.6.1. Tuberías .....	12
2.2.6.2. Obras accesorias .....	12
2.2.6.3. Estaciones de bombeo.....	17
<b>3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO .....</b>	<b>21</b>
3.1. INTRODUCCIÓN .....	21
3.2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS.....	22
3.2.1. ÉPOCA PREHISPÁNICA.....	22
3.2.2. ÉPOCA COLONIAL.....	23
3.2.3. SIGLO XIX.....	24
3.2.4. HISTORIA RECIENTE.....	27

3.3.	SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO .....	29
3.3.1.	EMISOR CENTRAL .....	30
3.3.2.	INTERCEPTOR DEL PONIENTE .....	30
3.3.3.	INTERCEPTOR CENTRO-PONIENTE .....	30
3.3.4.	INTERCEPTOR CENTRAL.....	30
3.3.5.	INTERCEPTOR ORIENTE .....	31
3.3.6.	INTERCEPTOR CENTRO-ORIENTE .....	31
3.3.7.	INTERCEPTOR ORIENTE-SUR .....	31
3.3.8.	INTERCEPTOR ORIENTE-ORIENTE .....	32
3.3.9.	INTERCEPTOR IZTAPALAPA .....	32
3.3.10.	INTERCEPTOR OBRERO MUNDIAL.....	32
3.3.11.	INTERCEPTOR CANAL NACIONAL-CANAL DE CHALCO .....	32
3.3.12.	INTERCEPTOR ERMITA .....	32
3.3.13.	INTERCEPTOR GRAN CANAL .....	33
3.3.14.	TÚNEL EMISOR ORIENTE.....	35
3.4.	PROBLEMÁTICA DE LAS INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE MÉXICO .....	36
<b>4.</b>	<b>ANÁLISIS TEÓRICO-EXPERIMENTAL DEL FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO .....</b>	<b>39</b>
4.1.	INTRODUCCIÓN .....	39
4.2.	ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	40
4.2.1.	MÉTODO DE LA RANURA DE PREISSMANN .....	42
4.3.	ANÁLISIS TEÓRICO.....	47
4.3.1.	ECUACIONES QUE GOBIERNAN EL FENÓMENO.....	48
4.3.2.	SOLUCIÓN NUMÉRICA .....	50
4.4.	INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL Y DISPOSITIVO .....	52
4.4.1.	RESULTADOS EXPERIMENTALES .....	54
4.4.1.1.	Patrón tipo 1.....	54
4.4.1.2.	Patrón tipo 2.....	56
4.4.1.3.	Patrón tipo 3.....	58
4.5.	ENSAYOS CUALITATIVOS CON TUBOS DE CONCRETO SIN ARMADO .....	61
<b>5.</b>	<b>ANÁLISIS DE LA FALLA DE UN CONDUCTO DE AGUAS RESIDUALES .....</b>	<b>65</b>

5.1.	INTRODUCCIÓN .....	65
5.2.	ANÁLISIS DE LA FALLA CUANDO EXISTE AIRE ATRAPADO .....	65
5.3.	ESTUDIOS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL PARA EL DIAGNÓSTICO Y REHABILITACIÓN DE LOS TRAMOS CON BÓVEDA DE CONCRETO DEL EMISOR.....	71
5.3.1.	DESCRIPCIÓN DE LA SECCIÓN DEL DUCTO .....	71
5.3.2.	DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS.....	73
5.3.3.	RESULTADOS DE LOS MODELOS .....	74
5.3.3.1.	Modelo sin junta .....	75
5.3.3.2.	Modelo con junta plana.....	75
5.3.3.3.	Modelo con la junta original .....	76
5.3.3.4.	Modelo con suelo.....	76
5.4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	79
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>80</b>
6.1.	RESULTADOS EXPERIMENTALES .....	80
6.1.1.	PATRÓN TIPO 1 .....	80
6.1.1.1.	Comportamiento del patrón tipo 1 .....	80
6.1.2.	PATRÓN TIPO 2 .....	81
6.1.2.1.	Comportamiento del patrón tipo 2 .....	81
6.1.3.	PATRÓN TIPO 3 .....	82
6.1.3.1.	Comportamiento del patrón tipo 3 .....	82
6.1.4.	ENSAYES CUALITATIVOS CON TUBOS DE CONCRETO SIN ARMADO.....	83
6.2.	ANÁLISIS NUMÉRICOS DE LA FALLA EN EL EMISOR.....	83
	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>85</b>

## **CAPÍTULO 1**

### **INTRODUCCIÓN**

#### **1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Actualmente en la Ciudad de México existe un problema serio en cuanto al abastecimiento de agua potable para los habitantes de la misma, esto ha llevado a exhaustivos análisis y la construcción de posibles obras que solucionen el problema; sin embargo, también existe otra cuestión importante pero que no es tan difundida en los medios: la conducción y disposición de las aguas pluviales y residuales.

Una de las grandes obras de ingeniería en México para el desagüe de la Ciudad de México, construida en 1900 resultó, en su momento, una obra eficiente cuyo funcionamiento era satisfactorio y a gravedad gracias a su pendiente positiva; con el paso de los años los hundimientos en la Ciudad de México causados por la excesiva extracción de agua de los acuíferos, aunado al suelo blando de la misma, han provocado que el sistema ahora opere en algunos de sus conductos, en condiciones adversas debido al cambio de pendiente (ahora negativa).

Por ello, se buscaron opciones para la conducción de las aguas residuales de la ciudad, una de ellas inaugurada en 1975 de 50 kilómetros, siendo el componente principal del actual drenaje profundo.

Previo a la obra de 1975 se puso en funcionamiento, un emisor al norponiente de la ciudad. Sin embargo, en septiembre de 2009 se presentó una lluvia extraordinaria que causó la ruptura de dicho emisor, esto generó un desastre socioeconómico de gran magnitud. Los más afectados fueron los habitantes de las colonias a las orillas del emisor, viendo dañados en gran medida viviendas, automóviles, calles e incluso cobrando vidas humanas.

#### **1.2. OBJETIVOS**

##### ***Objetivo principal:***

El objetivo principal de la investigación teórica - experimental aquí presentada es mostrar las sobrepresiones que pueden ocurrir en un sistema de alcantarillado, cuando el conducto trabaja presurizado y una columna de agua en el mismo comprime y expulsa rápidamente una bolsa de aire a través de un registro.

##### ***Objetivos particulares:***

- Describir los componentes y funcionamiento de los sistemas de alcantarillado.

- Describir del sistema de drenaje profundo del valle de México.
- Describir de los fenómenos de agua-aire en sistemas de alcantarillado, como sus causas, los problemas y efectos que generan.

### **1.3. HIPÓTESIS**

Si una tubería es sometida a un llenado rápido puede producir fuertes sobrepresiones, cuando se produce la expulsión rápida de un determinado volumen de aire, debido al avance acelerado de una columna líquida.

Con el propósito de verificar lo antes descrito, se analizan de manera experimental y analítica las variaciones de presión producidas por el llenado y la expulsión rápido de una bolsa de aire a través de un pozo de visita de una alcantarilla. Para tal fin, se implementó un dispositivo experimental que consiste de una sección de medición de tubería de 50 mm (2”) de diámetro ubicada entre un tanque hidroneumático y un tanque abierto o cárcamo.

### **1.4. IMPORTANCIA**

En fechas recientes se han presentados fallas en los conductos de los sistemas de alcantarillado, debido a la presencia de aire atrapado. A continuación, se describen un par de casos de estudio ocurridos en Canadá y Estados Unidos, respectivamente.

La ocurrencia de flujo mixto en sistemas de alcantarillado ha sido asociada a serios problemas operacionales y estructurales. Como ejemplo se cita el hecho ocurrido en 1995 en Edmonton, Canadá, donde a raíz de una tormenta excepcional de 90 mm de lluvia en dos horas, considerada como de periodo de retorno de 300 años, se generaron graves daños en la infraestructura del sistema de alcantarillado. Se produjo la voladura del la tapa del pozo de visita debido a la sobrecarga de agua en el conducto. Además, estructuras contiguas fueron dañadas, tales como una conducción de 300 mm a presión, un colector de 1200 mm, una línea de agua potable de 600 mm y una línea de gas de 400 mm. Se supuso que en un determinado momento, el colector máximo experimentó un flujo a contrapendiente, producto de una sobrecarga del sistema de drenaje aguas abajo. Esta sobrecarga habría generado un cambio rápido del flujo, pasando de superficie libre a uno presurizado con una carga de entre 12 y 15 m. Se concluyó que el aire atrapado en el frente de la onda de sobrepresión fue un factor determinante en las cargas de tipo dinámico y que ellas causaron la falla estructural de las instalaciones (figuras 1.1 y 1.2).



*Figura 1.1. Ruptura de la Infraestructura del drenaje de la Ciudad de Edmonton, Canadá.*



*Figura 1.2. Voladura de la tapa de un pozo de visita del drenaje en la Ciudad de Edmonton, Canadá.*

Vasconcelos (2005) muestra una serie de fotografías (figura 1.3), donde la tapa de un pozo de visita fue removida por la fuerza ejercida sobre ésta, al ser comprimida una bolsa de aire, debido al empuje del agua al entrar en carga un túnel del drenaje pluvial de la ciudad de St. Paul en Minnesota. En las imágenes se observa el chorro vertical de agua ("géiser") que provocó daños al pavimento de la autopista e importantes encharcamientos.

El autor comentó, que la presencia del aire dentro del túnel pudo ser una de las causas del chorro vertical hacia fuera del pozo de visita. Sin embargo, no es claro como las dos fases (agua-aire) interactúan para crear tal condición. Es posible que la mezcla de agua-aire pueda ser expulsada rápidamente a través del pozo de visita debido a la menor densidad de la mezcla. Otro motivo pudo ser que las grandes bolsas de aire fueron expulsadas del alcantarillado a través de este pozo.



Figura 1.3. Secuencia del "géiser" en St. Paul, Minnessota EE. UU.

La presencia de aire en los conductos que transportan aguas residuales no es considerada en el diseño. Por lo tanto, en este trabajo se presentan pruebas de laboratorio y un análisis teórico, para respaldar la hipótesis de que una posible causa de las fallas de sistemas de alcantarillado alrededor del mundo, se debe a la acumulación de aire en los conductos de los mismos.

## **CAPÍTULO 2**

### **DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO**

#### **2.1. INTRODUCCIÓN**

El manejo de las aguas residuales de una población es de vital importancia para salvaguardar la integridad física de los habitantes, es decir, construir obras que protejan su salud y bienestar. Dichas obras, se conocen como sistema de alcantarillado sanitario, el cual es extenso, ya que inicia en una toma domiciliaria y termina hasta la disposición de las aguas residuales.

La red de alcantarillado se considera un servicio básico, sin embargo la cobertura de estas redes en las ciudades de países en desarrollo es ínfima en relación con la cobertura de las redes de agua potable. Esto genera importantes problemas sanitarios. Lo anterior se debe a que, generalmente, tanto los organismos encargados de estos servicios y la misma población, ponen más interés en el abastecimiento de agua potable que en el manejo de las aguas residuales. Por ello, es que con frecuencia las aguas residuales generan un daño al ambiente o a la población misma.

Es entonces trascendente que se conozca la composición y funcionamiento de un sistema de alcantarillado, para así realizar un buen diseño y llevar a cabo una óptima operación del mismo; todo ello para el propósito principal de todo ingeniero civil, gestar obras que satisfagan las necesidades básicas de las poblaciones y, asimismo, crear condiciones de seguridad y bienestar para las mismas.

#### **2.2. CONCEPTOS BÁSICOS**

##### **2.2.1. RED DE ALCANTARILLADO**

Se denomina alcantarillado o red de alcantarillado al sistema de estructuras y tuberías usados para el transporte de aguas residuales o servidas (alcantarillado sanitario), o aguas de lluvia, (alcantarillado pluvial) desde el lugar en que se generan hasta el sitio en que se vierten a un cauce o se tratan. Las redes de alcantarillado son estructuras hidráulicas que funcionan a presión atmosférica, es decir el flujo en su interior es a superficie libre. Sólo muy raramente, y por tramos breves, están constituidos por tuberías que trabajan bajo presión. Normalmente son canales de sección circular, oval, o compuesta, enterrados la mayoría de las veces bajo las vías públicas.

### 2.2.2. CLASIFICACIÓN DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO

Los sistemas de alcantarillado pueden ser de dos tipos: convencionales o no convencionales. Los sistemas de alcantarillado sanitario han sido ampliamente utilizados, estudiados y estandarizados. Son sistemas con tuberías de grandes diámetros que permiten una gran flexibilidad en la operación del sistema, debido en muchos casos a la incertidumbre en los parámetros que definen el caudal: densidad poblacional y su estimación futura, mantenimiento inadecuado o nulo. Los sistemas de alcantarillado no convencionales surgen como una respuesta de saneamiento básico de poblaciones de bajos recursos económicos, son sistemas poco flexibles, que requieren de mayor definición y control de en los parámetros de diseño, en especial del caudal, mantenimiento intensivo y, en gran medida, de la cultura en la comunidad que acepte y controle el sistema dentro de las limitaciones que éstos pueden tener.

- Los **sistemas convencionales** de alcantarillado se clasifican en:

**Alcantarillado separado:** Es aquel en el cual se independiza la evacuación de aguas residuales y lluvia.

- a) Alcantarillado sanitario: sistema diseñado para recolectar exclusivamente las aguas residuales domésticas e industriales.
- b) Alcantarillado pluvial: sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la precipitación.

En la figura 2.1 se muestra un esquema de un sistema de alcantarillado separado.

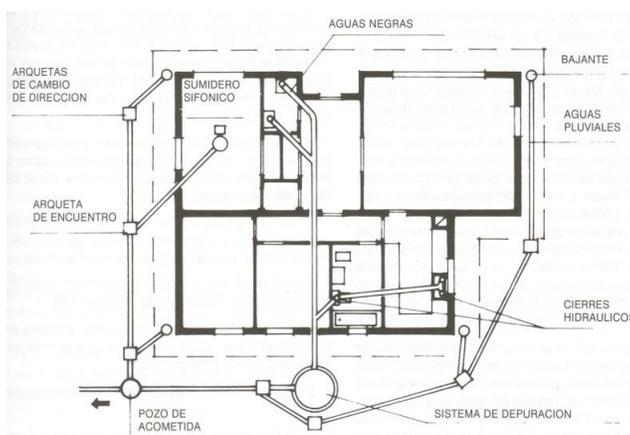


Figura 2.1 Alcantarillado separado (MAPAS, 2009).

**Alcantarillado combinado:** Conduce simultáneamente las aguas residuales, domésticas e industriales, y las aguas de lluvia. En la figura 2.2 se presenta el esquema de un sistema de alcantarillado combinado.

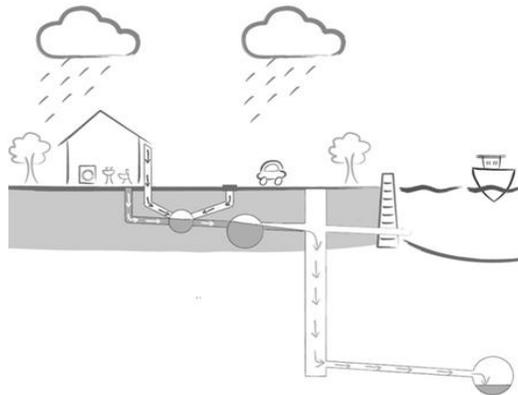


Figura 2.2 Alcantarillado combinado (BID, 2013).

- Los sistemas de **alcantarillado no convencionales** se clasifican según el tipo de tecnología aplicada y en general se limita a la evacuación de las aguas residuales.

**Alcantarillado simplificado:** Un sistema de alcantarillado sanitario simplificado se diseña con los mismos lineamientos de un alcantarillado convencional, pero teniendo en cuenta la posibilidad de reducir diámetros y disminuir distancias entre pozos al disponer de mejores equipos de mantenimiento. En la figura 2.3 se presenta el esquema de un sistema de alcantarillado simplificado.

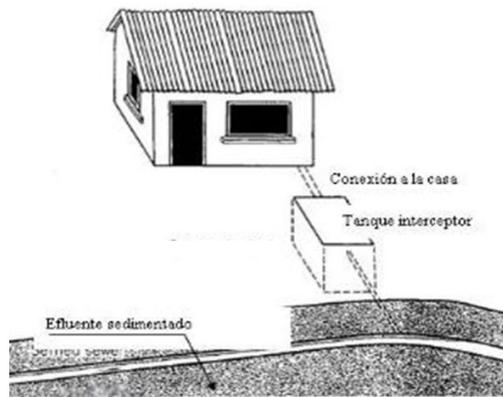


Figura 2.3 Alcantarillado simplificado.

**Alcantarillado condominiales:** Son los alcantarillados que recogen las aguas residuales de un pequeño grupo de viviendas, menor a una hectárea, y las conduce a un sistema de alcantarillado convencional. En la figura 2.4 se presenta el arreglo de un alcantarillado condominial.

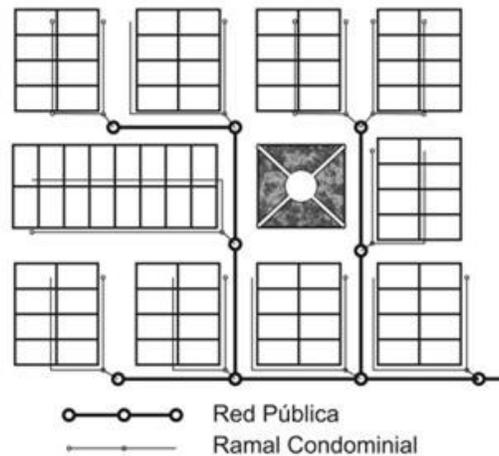


Figura 2.4 Alcantarillado condominial (MAPAS, 2009).

**Alcantarillado sin arrastre de sólidos:** Conocidos también como alcantarillados a presión, son sistemas en los cuales se eliminan los sólidos de los efluentes de la vivienda por medio de un tanque interceptor. El agua es transportada luego a una planta de tratamiento o sistema de alcantarillado convencional a través de tuberías de diámetro de energía uniforme y que, por tanto, pueden trabajar a presión en algunas secciones. En la figura 2.5 se muestra un ejemplo de sistema de alcantarillado sin arrastre de sólidos.

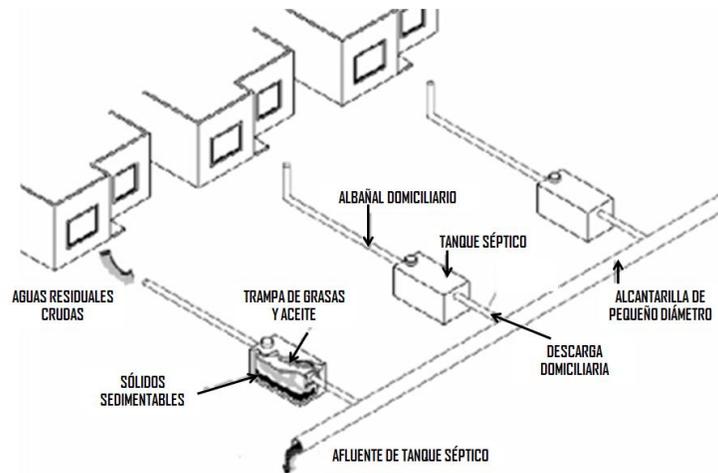


Figura 2.5 Alcantarillado sin arrastre de sedimentos.

### 2.2.3. RED DE ATARJEAS

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y transportar las aportaciones de las descargas de aguas residuales domésticas, comerciales e industriales, hacia los colectores e interceptores. La red está constituida por un conjunto de tuberías por las que son conducidas las aguas residuales captadas.

El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida

en que se incrementan los caudales. De esta manera se obtienen en el diseño las mayores secciones en los tramos finales de la red.

La red se inicia con la descarga domiciliaria o albañal, a partir del paramento exterior de las edificaciones. El diámetro del albañal en la mayoría de los casos es de 15 cm, siendo éste el mínimo recomendable, sin embargo, esta dimensión puede variar en función de las disposiciones de las autoridades locales. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética y la tubería de interconexión debe de tener una pendiente mínima del 1%. En caso de que el diámetro del albañal sea de 10 cm, se debe considerar una pendiente de 2 %.

A continuación se tienen las atarjeas, localizadas generalmente al centro de las calles, las cuales van recolectando las aportaciones de los albañales. El diámetro mínimo que se utiliza en la red de atarjeas de un sistema de drenaje separado es de 20 cm, y su diseño, en general debe seguir la pendiente natural del terreno, siempre y cuando cumpla con los límites máximos y mínimos de velocidad y la condición mínima de tirante.

La estructura típica de liga entre dos tramos de la red es el pozo de visita, que permite el acceso del exterior para su inspección y maniobras de limpieza; también tiene la función de ventilación de la red para la eliminación de gases. Las uniones de la red de las tuberías con los pozos de visita deben ser herméticas.

Los pozos de visita deben localizarse en todos los cruceros, cambios de dirección, pendiente y diámetro y para dividir tramos que exceden la máxima longitud recomendada para las maniobras de limpieza y ventilación.

#### **2.2.3.1. Modelos de configuración de atarjeas y características técnicas.**

El trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje longitudinal de cada calle y de la ubicación de los frentes de los lotes. Los trazos más usuales se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

- Trazo en bayoneta

Se denomina así al trazo que iniciando en una cabeza de atarjea tiene un desarrollo en zigzag o en escalera.

Para este tipo de trazo, en las plantillas de los pozos de visita, las medias cañas usadas para el cambio de dirección de las tuberías que confluyen, son independientes y con curvatura opuesta, no debiendo tener una diferencia mayor de 0.50 m entre las dos medias cañas. En la figura 2.6 se presenta el trazo de una red de atarjeas en bayoneta.

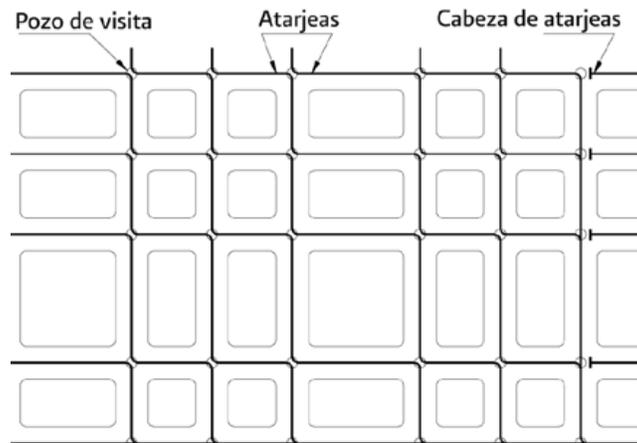


Figura 2.6 Trazo de la red de atarjeas en bayoneta (MAPAS, 2009).

- Trazo en peine

Se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro, perpendicular a ellas.

Garantiza aportaciones rápidas y directas de las cabezas de atarjeas a la tubería común de cada peine, y de éstas a los colectores, propiciando rápidamente un régimen hidráulico establecido. En la figura 2.7 se ilustra el trazo de una red de atarjeas en peine.



Figura 2.7 Trazo de la red de atarjeas en peine (MAPAS, 2009).

- Trazo combinado

Corresponde a una combinación de los dos trazos anteriores y a trazos particulares obligados por los accidentes topográficos de la zona.

Aunque cada tipo de trazo tiene características particulares respecto a su uso, el modelo de bayoneta tiene cierta ventaja sobre otros modelos, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo este no es el único punto que se considera en la elección del tipo de trazo, pues depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio. En la figura 2.8 se muestra un trazo combinado de una red de atarjeas.

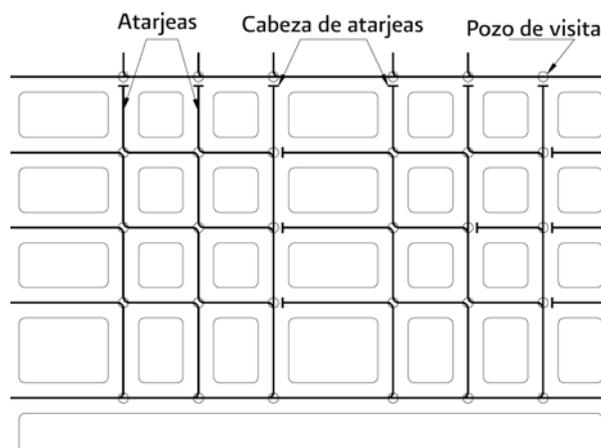


Figura 2.8 Trazo combinado en red de atarjeas (MAPAS, 2009).

#### 2.2.4. COLECTORES E INTERCEPTORES

Los colectores (o colectores secundarios), que son las tuberías de mayor sección, frecuentemente visitables, que recogen las aguas de las alcantarillas las conducen a los colectores principales. Se sitúan enterrados, en las vías públicas.

Los colectores principales, que son los mayores colectores de la población y reúnen grandes caudales, hasta aportarlos a su destino final o aliviarlos antes de su incorporación a un emisario.

Los emisores interceptores o simplemente interceptores, son conducciones que transportan las aguas reunidas por los colectores hasta la depuradora o su vertido al medio natural, pero con su caudal ya regulado por la existencia de un aliviadero de tormentas.

Los componentes anteriores son las tuberías que terminan en un emisor, en la planta de tratamiento o en un sistema de reúso. Por razones de economía, los colectores e interceptores deben ser en lo posible una réplica subterránea del drenaje superficial natural.

En la figura 2.9 se muestra una representación de un sistema de colectores e interceptores.

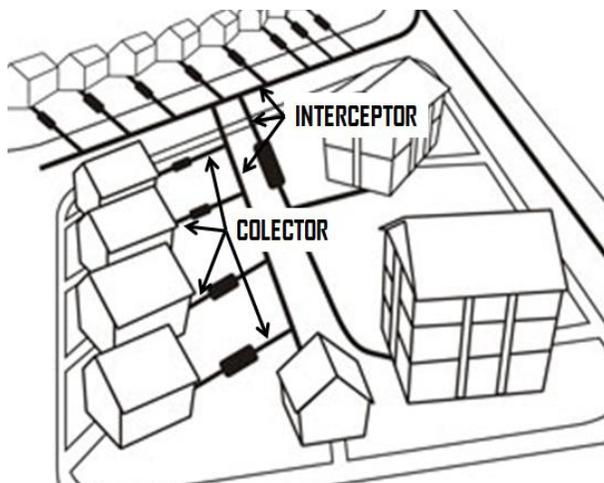


Figura 2.9 Colectores e interceptores.

### 2.2.5. EMISORES

Son el conducto que recibe las aguas de uno o varios colectores o interceptores. No recibe ninguna aportación adicional (atarjeas o descargas domiciliarias) en su trayecto y su función es conducir las aguas residuales a la planta de tratamiento o a un sistema de reúso. También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas (efluente) de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en donde se requiere el bombeo para las siguientes condiciones:

- Elevar las aguas residuales de un conducto profundo a otro más superficial, cuando constructivamente no es económico continuar con las profundidades resultantes.
- Conducir las aguas residuales de una cuenca a otra.
- Entregar las aguas residuales a una planta de tratamiento o a una estructura determinada de acuerdo a condiciones específicas que así lo requieran.

#### 2.2.5.1. Emisores a gravedad

Las aguas residuales de los emisores que trabajan a gravedad generalmente se conducen por ductos cerrados, o bien por estructuras diseñadas especialmente cuando las condiciones de proyecto (gasto, profundidad, etc.) lo ameritan.

#### 2.2.5.2. Emisores a presión

Cuando la topografía no permite que el emisor sea a gravedad, en parte o en su totalidad, será necesario recurrir a un emisor a presión. También la localización de la planta de tratamiento o del sitio de vertido, puede obligar a tener un tramo de emisor a bombeo.

### **2.2.6. COMPONENTES DE UNA RED DE ALCANTARILLADO**

Una red de alcantarillado sanitario se compone de varios elementos certificados, tales como de tuberías, conexiones, anillos y obras accesorias: descargas domiciliarias, pozos de visita, estructuras de caída, sifones y cruzamientos especiales. Por otra parte en los sistemas a presión se utilizan estaciones de bombeo para el desalajo de las aguas residuales.

Todos los elementos que conforman la red de alcantarillado sanitario y su instalación, deben cumplir con la norma oficial mexicana NOM-001-CONAGUA-1995 Sistema de alcantarillado sanitario – Especificaciones de hermeticidad.

#### **2.2.6.1. Tuberías**

La tubería de alcantarillado se compone de tubos y conexiones acoplados mediante un sistema de unión hermético, el cual permite la conducción de las aguas residuales.

En la selección del material de la tubería de alcantarillado, intervienen diversas características tales como: resistencia mecánica, resistencia estructural del material, durabilidad, capacidad de conducción, características de los suelos y agua, economía, facilidad de manejo, colocación e instalación, flexibilidad en su diseño y facilidad de mantenimiento y reparación.

Las tuberías para alcantarillado sanitario se fabrican de diversos materiales, tales como:

- Acero
- Concreto simple (CS) y concreto reforzado (CR)
- Concreto reforzado con revestimiento interior (CRRRI)
- Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)
- Poli (cloruro de vinilo) (PVC) (pared sólida y estructurada)
- Fibrocemento (FC)
- Polietileno de alta densidad (PEAD) (Pared sólida corrugada y estructurada)

En los sistemas de alcantarillado sanitario a presión se pueden utilizar diversos tipos de tuberías para conducción de agua potable, siempre y cuando reúnan las características para conducir aguas residuales.

#### **2.2.6.2. Obras accesorias**

Comúnmente usadas para mantenimiento y operación del sistema de alcantarillado son:

- Descarga domiciliaria

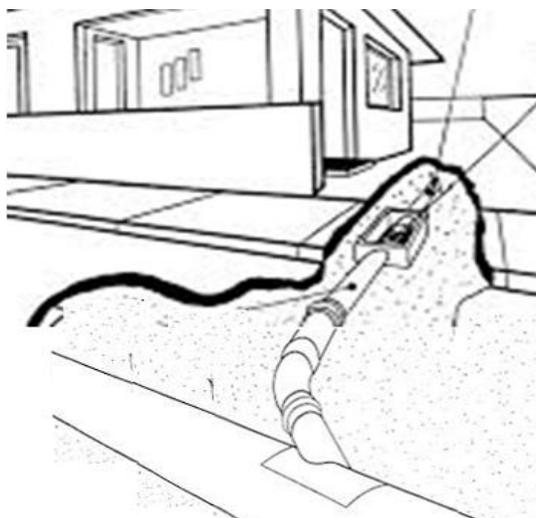
La descarga domiciliaria o “albañal exterior”, es una tubería que permite el desalojo de las aguas servidas, del registro domiciliario a la atarjea.

El diámetro del albañal en la mayoría de los casos es de 15 cm., siendo éste el mínimo recomendable, sin embargo, esta dimensión puede variar en función de las disposiciones de las autoridades locales. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética y la tubería de interconexión debe de tener una pendiente mínima del 1%.

En caso de que el diámetro del albañal sea de 10 cm., se debe considerar una pendiente de 2%.

Se debe garantizar que la conexión del albañal a la atarjea, sea hermética.

Dependiendo del tipo de material de la atarjea o colector, se debe de seleccionar de preferencia el mismo material en la tubería de albañal y en las piezas especiales, así como el procedimiento de conexión correspondiente. En la figura 2.10 se representa una descarga domiciliaria.



*Figura 2.10 Descarga domiciliaria.*

- Pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de alcantarillado, se utilizan para la unión de dos o más tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente, así como para las ampliaciones o reparaciones de las tuberías incidentes (de diferente material o tecnología.)

Los componentes esenciales de los pozos de visita pueden ser:

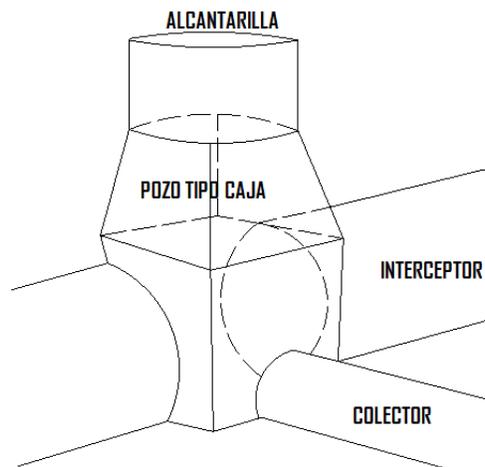
- a) Base, que incluye campanas de entrada de tubería, espigas de salida de tubería, medias cañas, y banquetta.
- b) Cuerpo, el cual puede ser monolítico o contar con extensiones para alcanzar la profundidad deseada mediante escalones.

- c) Cono de acceso (concéntrico o excéntrico).
- d) Brocal.
- e) Tapa.

Los pozos de visita pueden ser prefabricados o construidos en sitio de la obra, los pozos construidos en sitio de la obra se clasifican en:

- a) Pozos de visita tipo común.
- b) Pozos de visita tipo especial.
- c) Pozos tipo caja.
- d) Pozos comunes.
- e) Pozos tipo caja de flexión.
- f) Pozos con caída.
- g) Pozos con caída libre.
- h) Pozos con caída adosada
- i) Pozos con caída escalonada

En la figura 2.11 se presentan los componentes de un pozo de visita tipo caja.



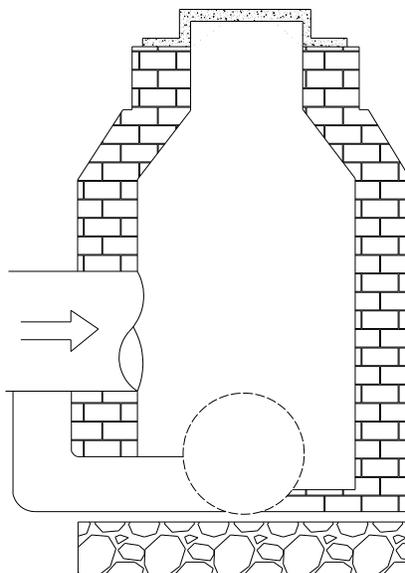
*Figura 2.11 Pozo de visita tipo caja.*

▪ Estructuras de caída

Por razones de carácter topográfico o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel. Las estructuras de caída que se utilizan son:

**Caídas libres.-** Se permiten caídas hasta de 0.50 m dentro del pozo sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial.

**Pozos con caída adosada.-** Son pozos de visita comunes, a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite la caída en tuberías de 0.20 y 0.25 m de diámetro con un desnivel hasta de 2 m. En la figura 2.12 se muestra un pozo de visita con caída adosada.



*Figura 2.12 Pozo con caída adosada.*

**Pozos con caída.-** Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea, a los cuales en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 0.30 a 0.76 m de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 m.

**Estructuras de caída escalonada.-** Son estructuras con caída escalonada cuya variación es de 0.50 en 0.50 m hasta llegar a 2.50 m (cinco tramos) como máximo, que están provistas de dos pozos de visita en los extremos, entre los cuales se construye la caída escalonada; en el primer pozo, se localiza la plantilla de entrada de la tubería, mientras que en el segundo pozo se ubica su plantilla de salida. Este tipo de estructuras se emplean en tuberías con diámetros desde 0.90 m hasta de 2.50 m.

- Sifones invertidos

Cuando se tienen cruces con alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura, tubería o viaductos subterráneos, que se encuentren al mismo nivel en que debe instalarse la tubería, generalmente se utilizan sifones invertidos.

La topografía local puede exigir la ejecución de obras especiales dada la necesidad de superar obstáculos como, quebradas, ríos, canalizaciones de aguas pluviales, aductoras, cruce de túneles subterráneos (metros), cruces con alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura, tubería o viaductos subterráneos, que se encuentren al mismo nivel en que debe instalarse la tubería, generalmente se utilizan sifones invertidos

Los principales tipos de sifones son:

- a) Ramas oblicuas
- b) Pozo vertical
- c) Ramas verticales
- d) Con cámara de limpieza

En la figura 2.13 se muestra un ejemplo de un sifón con ramas oblicuas.

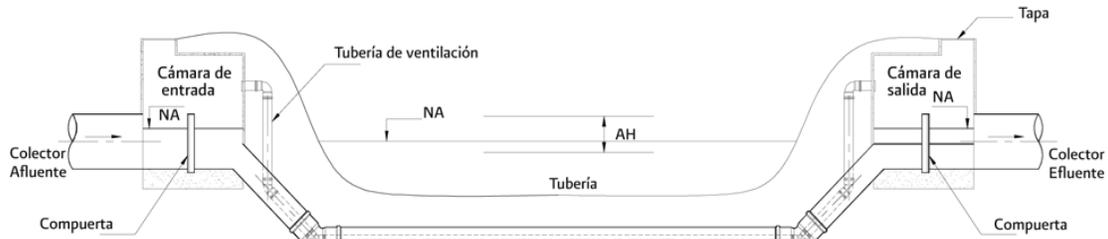


Figura 2.13 Sifón de ramas oblicuas (MAPAS, 2009).

▪ Cruces elevados

Cuando por necesidad del trazo, se tiene que cruzar una depresión profunda como es el caso de algunas cañadas o barrancas de poca longitud, generalmente se logra por medio de una estructura que soporte la tubería. La tubería puede ser de acero o polietileno, la estructura por construir puede ser un puente ligero de acero, de concreto o de madera, según el caso.

La tubería para el paso por un puente vial, ferroviario o peatonal, debe ser de acero y estar suspendida del piso del puente por medio de soportes que eviten la transmisión de las vibraciones a la tubería, la que debe colocarse en un sitio que permita su protección y su fácil inspección o reparación. A la entrada y a la salida del puente, se deben construir cajas de inspección o pozos de visita. En la figura 2.14 se presenta un ejemplo de un cruce elevado.



Figura 2.14 Cruce elevado en el río Vinalopó, España.

- Cruces subterráneos con carreteras y vías de ferrocarril

Para este tipo de cruces, la práctica común es usar tubería de concreto o tubería de acero con un revestimiento de concreto. En algunos casos el revestimiento se coloca únicamente para proteger a la tubería de acero del medio que la rodea; en otros casos, se presenta la solución en que la tubería de acero es sólo una camisa de espesor mínimo y la carga exterior la absorbe el revestimiento de concreto reforzado, en forma de conducto rectangular.

En cruces ferroviarios, una solución factible cuando el diámetro de la tubería de alcantarillado es menor o igual a 30 cm, es introducir la tubería dentro de una camisa formada por un tubo de acero hincado previamente en el terreno, el cual se diseña para absorber las cargas exteriores. Un ejemplo de un cruce subterráneo se presenta en la figura 2.15.



*Figura 2.15 Cruce subterráneo.*

- Cruces subterráneos con ríos, arroyos o canales

Se debe de tener especial cuidado en desplantar el cruzamiento a una profundidad tal que la erosión de la corriente no afecte a la estabilidad de éste. Este tipo de cruzamiento subterráneo se recomienda hacerlo con tubería de acero, revestida de concreto simple o reforzado según lo marque el diseño correspondiente.

Se considera una buena práctica colocar sobre el revestimiento en forma integral un lavadero de concreto que siga las curvas de nivel del cauce, para no alterar el régimen de la corriente. Este revestimiento que se menciona servirá para atracar a la tubería, tanto en columpios como en crestas. La tubería debe ser debidamente anclada por medio de atraques de concreto, para impedir su deslizamiento por socavación del fondo del río o arroyo.

### **2.2.6.3. Estaciones de bombeo**

Son instalaciones integradas por infraestructura civil y electromecánica, destinadas a transferir volúmenes de aguas residuales crudas o tratadas de un determinado punto a otro ubicado a mayor elevación, para satisfacer ciertas necesidades.

Las instalaciones civiles y electromecánicas básicas de una estación típica de bombeo son las siguientes:

- **Cárcamo de bombeo**

Es una estructura en donde descarga el colector, interceptor o emisor de aguas residuales crudas o tratadas y donde se instalan los equipos electromecánicos para elevar el agua al nivel deseado.

Las partes constitutivas de los cárcamos de bombeo son las siguientes:

- a) Canal o tubo de llegada
- b) Transición de llegada
- c) Zona de control y cribado
- d) Pantalla
- e) Rejillas primarias
- f) Desarenados y bombas de lodos
- g) Rejillas secundarias
- h) Cámara de bombeo

En la figura 2.16 se muestra un esquema de un cárcamo de bombeo y algunos de sus componentes.



*Figura 2.16 Isométrico de cárcamo de bombeo de aguas residuales.*

- **Subestación eléctrica**

Es un conjunto de elementos o dispositivos que permiten cambiar las características de energía eléctrica (Voltaje, corriente, frecuencia, etc.); tipo corriente alterna a corriente continua, o bien conservarle dentro de ciertas características.

Los elementos que constituyen una subestación se clasifican en elementos principales y secundarios.

Elementos principales:

- a) Transformador

- b) Interruptor
- c) Cuchilla
- d) Apartarrayos
- e) Aisladores
- f) Capacitores
- g) Tableros
- h) Transformadores de instrumentos
- i) Red de tierras

Elementos secundarios:

- a) Cables de potencia
- b) Cables de control
- c) Alumbrado
- d) Estructura y herrajes
- e) Equipo contra incendio

▪ **Controles eléctricos**

Son los dispositivos de mando para arranque y paro de los motores eléctricos, que proveen los elementos de protección del equipo eléctrico para evitar daños, por condiciones anormales en la operación de los motores.

▪ **Arreglo de la descarga (fontanería)**

Es un conjunto integrado por piezas especiales de fontanería, dispositivos de apertura y seccionamiento, medición y seguridad que permiten el manejo y control hidráulico del sistema.

▪ **Equipo de maniobras**

Existen en el mercado diferentes arreglos, capacidades y dimensiones de grúas. La grúa es un equipo estructurado, formado por un conjunto de mecanismos, cuya función es la elevación y el transporte de cargas, que en plantas de bombeo y rebombeo se usan en las siguientes modalidades:

Elevación y transporte de carga a través de una superficie de trabajo.

Para cumplir satisfactoriamente con los requerimientos de manipulación de equipos y accesorios, tales como bombas, motores, válvulas, columnas de succión, etc. Y trasladarlos a un área de maniobras para enviarlos a reparación y mantenimiento y que cubren las dos modalidades descritas, en general se utilizan los siguientes tipos de grúas:

- a) Grúa viajera
- b) Grúa a porticada
- c) Sistema monocarril

d) Grúa giratoria

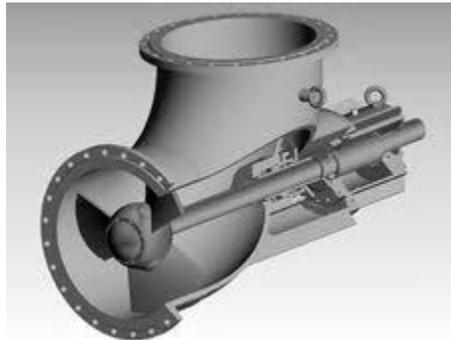
▪ Equipo de bombeo

El equipo de bombeo es el elemento encargado de transferir el agua desde el cárcamo de bombeo, hasta el lugar donde se requiera.

Los equipos de bombeo que comúnmente se utilizan para el manejo de aguas son los siguientes:

- a) Bombas de flujo mixto
- b) Bombas de flujo axial
- c) Bombas inatascables, verticales y sumergibles

En la figuras 2.17 y 2.18 se presentan las imágenes de una bomba de flujo mixto y una de flujo axial, respectivamente.



*Figura 2.17 Bomba de flujo mixto.*



*Figura 2.18 Bomba de flujo axial.*

## **CAPÍTULO 3**

### **DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

#### **3.1. INTRODUCCIÓN**

Tanto en la antigüedad como en la época actual, el territorio en donde se asientan los pueblos origina muchos de los retos que deben enfrentar sus habitantes para alcanzar el desarrollo; siendo de los primordiales generar condiciones de seguridad para la población.

Es por ello que el sitio donde se localizan las poblaciones determinará qué clase de retos enfrentará la población para lograr progresar y desarrollarse en un entorno confiable. En su mayoría, dichos retos están relacionados con la construcción de obras ingenieriles de protección contra las adversidades generadas por fenómenos naturales.

Tal es el caso de la Ciudad de México que, por su ubicación, ha tenido que hacer frente, durante varios siglos, a un problema grave: las inundaciones. El problema surge desde el hecho de que la ciudad fue construida sobre un gran lago, el de Texcoco; es precisamente éste lago el destino de varios cauces naturales, que con la precipitación incrementan sus volúmenes y velocidad, convirtiéndose en un peligro para los habitantes.

Sí a lo anterior aunamos el cambio de uso del suelo de la ciudad, que como sabemos, ha pasado de grandes áreas verdes a conjuntos habitacionales, grandes complejos industriales o sitios de oficinas, lo que implica que ahora la filtración del agua de precipitación resulte mucho menor y la mayoría se evapore, se completa un cuadro un tanto crítico para la plena satisfacción de las necesidades de la población.

Es bien conocido que el aumento de la población en la capital del país se dio rápidamente, es decir, en un corto tiempo la población creció en proporción mucho mayor a lo esperado o pronosticado. Lo cual aumentó el riesgo de inundaciones en el territorio, debido a que muchas de las viviendas que se encuentran en las orillas de la ciudad, son de manera irregular y descontrolada en terrenos con pendientes pronunciadas y suelos poco resistentes.

Hasta ahora, el proceso histórico de la relación entre el crecimiento urbano que ha tenido la ciudad y la necesidad de construir obras de protección contra inundaciones, ha consistido en que primero se amplía el área urbana, al poco tiempo se produce la inundación y después se realizan las obras indispensables para evitarla.

Lo anterior no logra ser satisfactorio, ya que primero se presenta la problemática de las inundaciones, con daños adjuntos a la población; después de esto, pasa un tiempo considerable para que sea posible realizar algún tipo de reparación o enmendar el daño de forma rápida pero temporal, y no es hasta pasado todo el proceso anterior que se piensa y se pretende ejecutar soluciones apropiadas y permanentes para evitar el problema en el

futuro. Toda esta serie de eventos, resulta poco eficiente, debido a que lo idóneo es evitar el problema y no tener que solucionar los daños.

En la Ciudad de México, es muy común encontrarse con historias de procesos como el mencionado, a lo largo de su existencia; es por ello que para comprender los problemas de inundaciones en dicha ciudad, es importante conocer cómo ha ido evolucionando la construcción del sistema de drenaje capitalino, con las ampliaciones, mantenimientos y demás situaciones adjuntas a él.

En este capítulo se busca detallar el trazo, historia, funcionamiento y operación del sistema conocido como “drenaje profundo de la Ciudad de México”, ya que es el principal medio para conducir las aguas residuales y de lluvia, que tantos problemas ocasionan.

### **3.2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS**

El drenaje profundo de la Ciudad de México comienza su historia desde el surgimiento de las primeras civilizaciones en el área, por ello se describe a continuación parte de su historia y de los problemas de inundaciones que ha tenido la ciudad.

#### **3.2.1. ÉPOCA PREHISPÁNICA**

“La mar” que vieron los primeros españoles al llegar al valle de México eran el lago de Texcoco, cuyas aguas eran saladas por el salitre de su lecho, y el lago de Chalco. Como los lagos estaban a diferente altura, el agua de Chalco se desbordaba con frecuencia sobre el de Texcoco.

Desde entonces comenzó la lucha de los habitantes del valle contra el agua, ya que aunque no ocurrieran tormentas extraordinarias, bastaba con que durante varios años se presentaran veranos lluviosos para que el nivel de los lagos se elevara peligrosamente, ya que no existían desagües.

Los primeros asentamientos indígenas se localizaron en los islotes y riberas de los lagos, pero conforme se acentuó el predominio de los aztecas, Tenochtitlán se extendió hacia las superficies que ganaba el agua. Entonces, el aumento en los niveles de los lagos comenzó a ocasionar daños cuantiosos.

Ante este problema se construyeron bordos y diques de contención. En 1450 Netzahualcóyotl, rey de Texcoco, por encargo del rey azteca Moctezuma, diseñó y dirigió la construcción de un dique de más de 12 km de longitud y 4 m de ancho para proteger a la gran Tenochtitlán del azote de las inundaciones, dividiendo así el lago de Texcoco. Tal como se muestra en la figura 3.1.

Tenochtitlán era una ciudad lacustre cuyos habitantes aceptaban esas circunstancias naturales, por lo que sólo pensaron en contener las aguas, sin crear ningún sistema para desalojarlas del Valle.



Figura 3.1. Lago de Texcoco dividido por el dique de Netzahualcōyotl en 1520.

### 3.2.2. ÉPOCA COLONIAL

Durante el asedio de la ciudad por Hernán Cortés en 1521, se abrieron varios boquetes en el dique de Netzahualcōyotl para permitir el paso de las embarcaciones españolas.

Posteriormente, las lluvias torrenciales alertaron a las autoridades coloniales sobre el grave problema de las inundaciones que afectaban a la Ciudad de México, por lo que en 1555 el virrey Velasco ordenó la construcción de la albarrada de Lázaro y se hizo un primer proyecto para el desagüe del valle de México.

Sin embargo, en 1604 y en 1607 ocurrieron grandes inundaciones, provocadas principalmente por los escurrimientos del río Cuautitlán, que ocasionaron numerosas muertes y cuantiosos daños materiales. Alarmado el virrey envió una proposición al Cabildo para que se procediera a construir un desagüe de la ciudad.

Enrico Martínez propuso a las autoridades un proyecto consistente en la construcción de un túnel en la zona de Nochistongo, al noroeste del valle de México (figura 3.2). El plan fue aceptado y el 29 de noviembre de 1607 el virrey inauguró esta gran obra, que fue terminada en menos de un año. Así, el valle dejó de ser una cuenca cerrada para contar con su primera salida artificial de agua.

Debido a la falta de revestimiento, poco tiempo después ocurrieron derrumbes que inutilizaron el túnel. Entonces se decidió sustituirlo por un tajo o zanja, que pudo ser terminado después de 160 años de trabajo, interrumpido por frecuentes derrumbes e inundaciones.

Finalmente a partir de 1789 se dio salida permanente a las aguas de la cuenca de México, para seguridad de sus habitantes.



Figura 3.2. Izquierda: Ubicación del tajo de Nochistongo. Derecha: Tajo de Nochistongo.

En 1803 y 1804, Alexander von Humboldt, inspeccionó las obras hidráulicas y llegó a la conclusión de que había que complementar el plan de Enrico Martínez para drenar el valle con un gran canal de desagüe. Pero la lucha por la independencia retrasó este ambicioso proyecto casi un siglo.

### 3.2.3. SIGLO XIX

La salida de la cuenca por el tajo de Nochistongo empezó a alterar la ecología del valle, e inició un nuevo proceso: el nivel de los lagos ya no crecía como antes, los diques crearon áreas seguras para que la ciudad se extendiera sobre las planicies lacustres y la población se concentró aún más en las orillas de los antiguos lagos. Estas zonas sufrían cuantiosos daños cuando se desbordaban.

Hacia 1856 las inundaciones eran cada vez más alarmantes: en algunas zonas su nivel alcanzaba hasta tres metros de altura. A principios de ese año, se abrió un concurso para el proyecto de las obras del desagüe, ofreciéndose un premio de doce mil pesos oro al vencedor.

El plan más completo y mejor calificado fue del ingeniero Francisco de Garay, que comprendía el primer túnel de Tequisquiác (figura 3.3) y el gran canal del desagüe (figura 3.4). La propuesta consistió en la construcción de un gran canal de desagüe que terminaría en Tequisquiác; las obras comprenderían un tajo, un túnel y un canal, además se harían tres canales secundarios, el del Sur, el de Oriente y el de Occidente. El tiempo pasó, y los problemas políticos impidieron que se iniciara el proyecto; sólo se avanzó en el levantamiento parcial de la carta hidrográfica del valle de México. Ya en tiempos del Imperio de Maximiliano, en 1865, Garay fue nombrado Director General del Desagüe del valle de México.



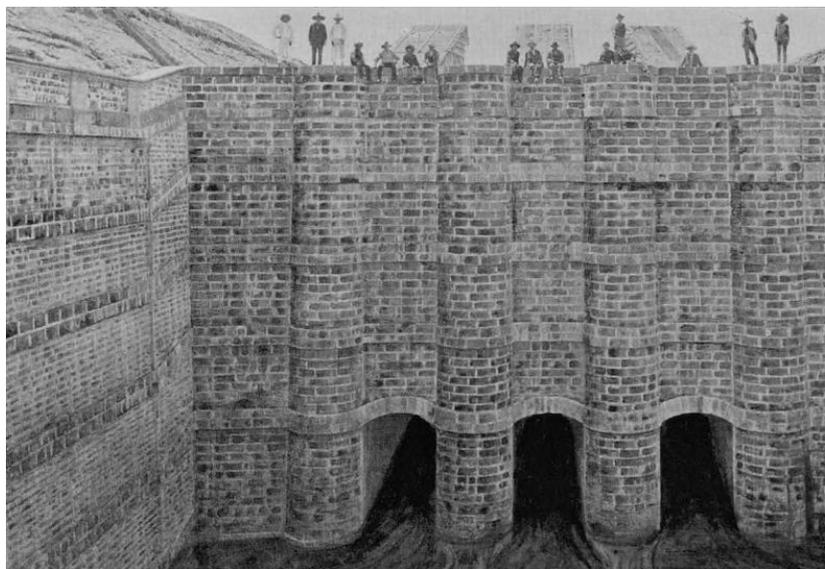
*Figura 3.3. Plano general de la mesa del valle de México con indicación de los canales de desagüe, navegación y riego proyectado por el Ing. Francisco de Garay, 1856.*

Al iniciarse el gobierno juarista, el secretario de fomento, Blas Balcárcel logró que en diciembre de 1867 se estableciera un impuesto especial para financiar las obras de desagüe y decidió continuar los trabajos en la zona de Tequixquiac. Primero se avanzó con rapidez en el tajo y en el túnel, pero después, conforme se llegaba a mayor profundidad, los costos y los obstáculos aumentaron.



*Figura 3.4. Construcción del gran canal de desagüe de la Ciudad de México, Km 7.*

Durante la construcción del primer túnel de Tequixquiac hubo filtraciones y constantes riesgos de inundaciones y derrumbes, las lumbreras que se construían debían protegerse mediante mampostería o madera, por lo que cada vez era más lento el avance. A la caída de gobierno de Juárez, las obras volvieron a paralizarse. La capital se inundaba en las temporadas de lluvias lo que, además del malestar de la población, provocaba insalubridad y caos.



*Figura 3.5. Presa y compuerta del túnel Tequixquiac.*

Sería hasta el año de 1884, cuando Porfirio Díaz inició su primera reelección, que se reanudaron formalmente los trabajos del desagüe en el túnel, el tajo y el gran canal; entonces se destinaron 400,000 pesos anuales para las obras y fue el ingeniero Luis Espinosa quien quedó al frente de una Junta Directiva. El avance era lento, pues se trataba de una tarea compleja, especialmente en lo referente al túnel y al canal, ya que el tajo estaba prácticamente terminado. La maquinaria con la que se contaba no era la adecuada y, por estas razones el presidente Díaz consideró que tal obra debía quedar en manos de técnicos extranjeros.

El 17 de marzo de 1900 tuvo lugar la inauguración oficial de la magna obra, a cargo del presidente Díaz. Pero, si bien concluía una labor en la que los conocimientos científicos y técnicos habían jugado un papel fundamental, y en la que se habían invertido muchos recursos y esfuerzos, ésta no sería la solución definitiva a la problemática, pues las inundaciones no terminaron. En la figura 3.6 se muestra una imagen actual del gran canal del desagüe.



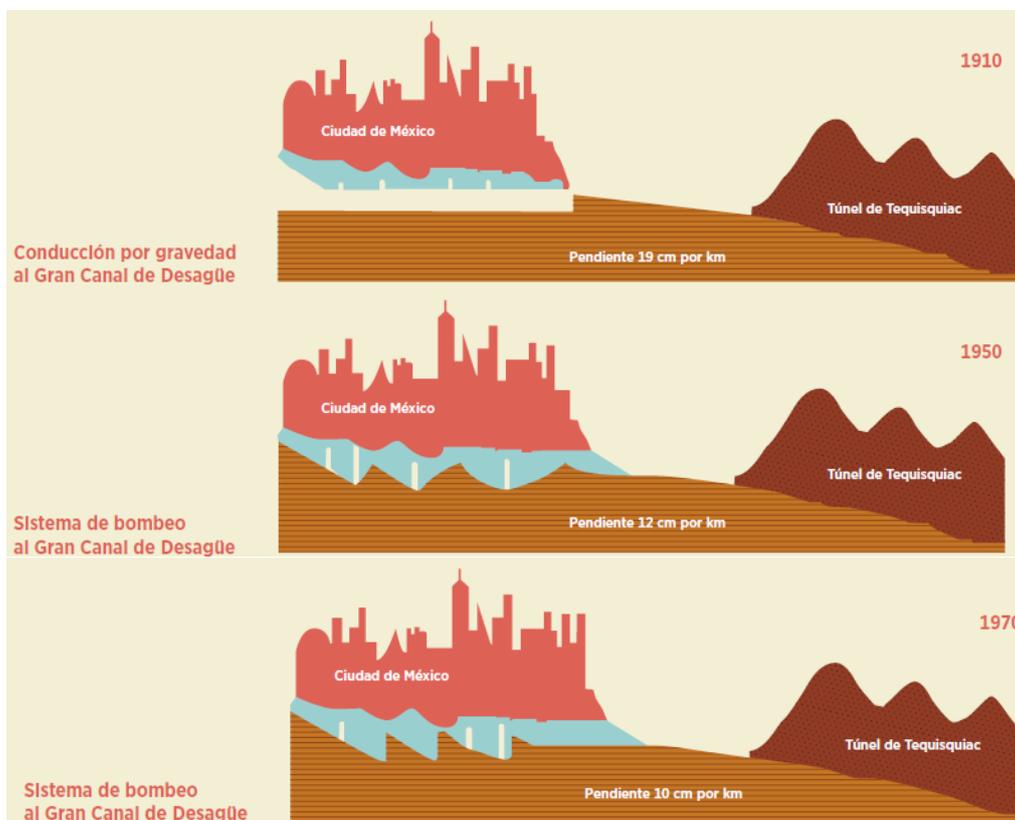
*Figura 3.6. Vista aérea del gran canal de desagüe.*

### 3.2.4. HISTORIA RECIENTE

En 1930 se terminó la primera red de drenaje por gravedad, consistente en un sistema de tuberías que descargaban al gran canal y en el lago de Texcoco. Pero como consecuencia del crecimiento demográfico y de la expansión urbana, este sistema se volvió insuficiente para una población que se había duplicado en 10 años y que en 1940 era de casi dos millones de habitantes.

En esa época hubo varias inundaciones graves en las partes bajas de la ciudad, ya que además otro problema se había añadido: el hundimiento cada vez más acelerado del suelo, ocasionado por la sobreexplotación de los mantos acuíferos, que deterioró el sistema y disminuyó su capacidad para desalojar las aguas del valle, lo que motivó la ampliación del gran canal y la construcción del segundo túnel de Tequisquiatic.

Desde principios de siglo hasta 1936, los hundimientos de la Ciudad de México se mantuvieron en el orden de 5 cm por año. Al aumentar la demanda de agua, se inició la perforación de pozos profundos y, entre 1938 y 1948, el hundimiento en el centro del Distrito Federal se incrementó a 18 cm por año, para llegar después a 30 y 50 cm anuales. Como consecuencia, el drenaje proyectado para trabajar por gravedad requirió de bombeo para elevar las aguas al nivel del gran canal, con un gran incremento en los costos de operación y mantenimiento. En la figura 3.7 se pueden apreciar los efectos del hundimiento de la Ciudad de México.



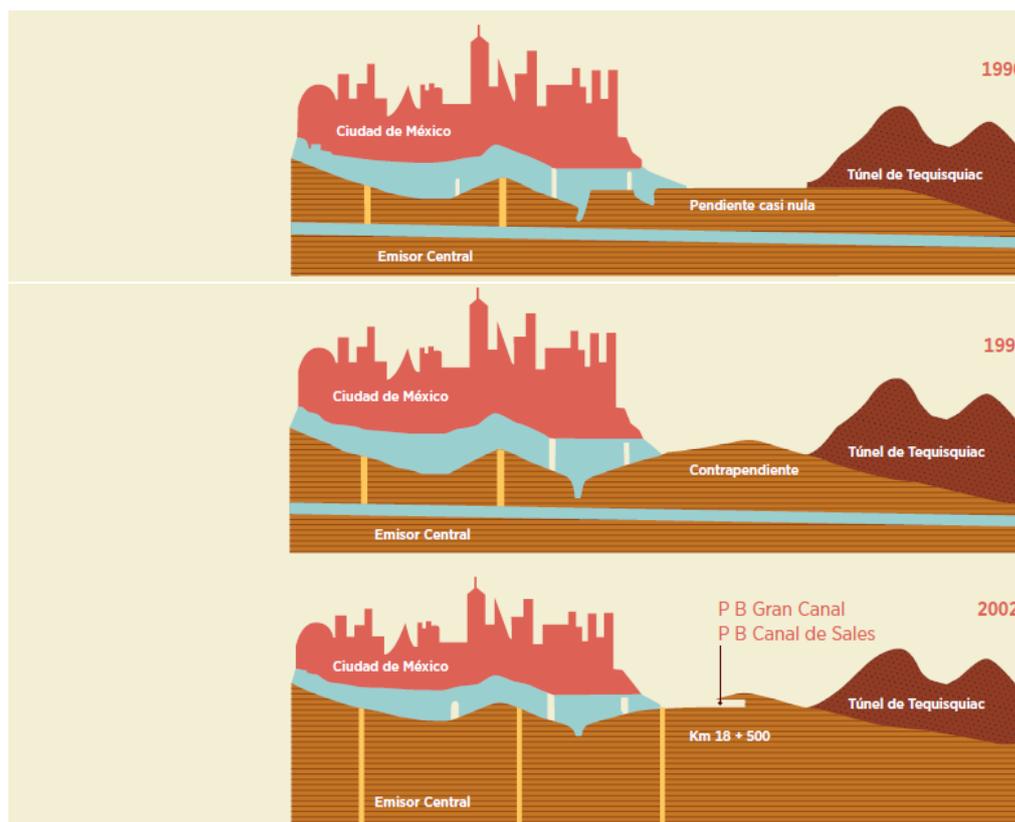


Figura 3.7. Efecto del hundimiento de la Ciudad de México en el gran canal (1910-2002).

No obstante, el desmesurado crecimiento de la ciudad volvió insuficientes las capacidades del drenaje del gran canal y del emisor del poniente en 1970; ya el hundimiento había sido tal que el nivel del lago de Texcoco, que en 1910 se hallaba 1.90m por debajo del centro de la ciudad, se encontraba 5.50m arriba. Se requería de un sistema de drenaje que no fuera afectado por los asentamientos del terreno, que no necesitará bombeo y que expulsara las aguas por la cuarta salida artificial; era necesario construir el sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México.

Para atender esta problemática, en 1952 se creó la Comisión Hidrológica del valle de México, dependiente de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Por su parte, el departamento del Distrito Federal creó, en 1953, la Dirección General de Obras Hidráulicas; esta última dio a conocer un plan general con el propósito de hacer frente al hundimiento, a las inundaciones y al abastecimiento de agua potable. Pero no fue hasta 1959, cuando se pensó que la solución del problema sería la realización de un sistema de drenaje profundo.

Durante los años siguientes se llevaron a cabo las investigaciones encaminadas a emprender la tarea señalada. El proyecto comprendía la construcción de un emisor central y la de dos interceptores profundos: el central y el oriente. La profundidad de estos últimos permitiría el desagüe por gravedad a través de túneles, desde la ciudad hasta la desembocadura del sistema, en el río del Salto, cercano a la presa Requena, en Hidalgo. Así se podría mantener en servicio la red de alcantarillado y aprovechar las aguas negras para riego y usos industriales. En 1967 se dio inicio a esta importante obra de la ingeniería.

Los trabajos comenzaron en las lumbreras y posteriormente se atacaron los frentes del túnel. Sobre la marcha tuvieron que enfrentar diversas dificultades, lo que produjo el desarrollo de distintas técnicas para lograr el éxito final. Particularmente, en la Ciudad de México, el túnel tenía que atravesar suelos de muy poca resistencia, pero también el avance fue difícil cuando se hicieron perforaciones en zonas de roca sólida. Los túneles que forman parte del sistema de drenaje profundo alcanzaron 68 km de longitud y se revistieron de concreto armado y concreto simple. Las obras concluyeron en el año de 1975, solucionando por fin un ancestral problema de nuestra capital.

### **3.3. SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

Desde el punto de vista geohidrológico, la cuenca del Valle de México es una gran olla cuyas paredes y fondo impermeable están constituidas por rocas volcánicas. Esa olla está rellena de sedimentos fluviales, lacustres y volcánicos que van desde arenas gruesas hasta arcillas con altos contenidos de agua. Dentro de ese marco histórico, geológico e hidrológico funciona el sistema de drenaje del Distrito Federal.

El sistema es combinado, aunque en la actualidad se están separando los drenajes, conduciendo tanto aguas de lluvia como residuales a través de una red primaria y una secundaria, con plantas de bombeo, tanques de tormenta, causes abiertos, ríos entubados, presas, lagunas y drenaje profundo. Sin el conjunto de obras del sistema de drenaje, no sería posible dar solución al desalojo de las aguas de la ciudad.

A partir de 1975, año en que se concluyó la primera etapa del drenaje profundo, éste se convirtió en uno de los componentes más importantes del sistema de desagüe. Consta de varios interceptores que fluyen hacia un mismo conducto para evacuar las aguas.

Por sus características de construcción y por la profundidad a que se encuentra, no es afectado por el hundimiento y opera por gravedad, por lo que será una obra durable y económica a largo plazo. Dichas características se pueden apreciar en la tabla 3.1.

*Tabla 3.1. Características del sistema de drenaje profundo.*

<b>Conducto</b>	<b>Longitud excavada (m)</b>	<b>Diámetro (m)</b>	<b>Capacidad (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Profundidad (mín-máx, m)</b>
<b>Emisor Central</b>	50.0	6.5	220	48-217
<b>Interceptor Central</b>	16.1	5.0	90	22-41
<b>Interceptor Centro-Centro</b>	3.7	5.0	90	25-26
<b>Interceptor Oriente</b>	22.2	5.0	85	37-55
<b>Interceptor Centro-Oriente</b>	16.0	4.0	40	22-51
<b>Interceptor Poniente</b>	16.5	4.0	25	20-40
<b>Interceptor Iztapalapa</b>	5.5	3.1	20	11-16
<b>Interceptor Obrero Mundial</b>	0.8	3.2	20	10-16
<b>Interceptor Oriente Sur</b>	13.8	5.0	85	20-23
<b>Canal Nacional-Chalco Chalco</b>	8.7	3.1	20	15-17

Actualmente, el drenaje profundo está compuesto por las estructuras que se describen a continuación:

### **3.3.1. EMISOR CENTRAL**

Comienza en Cuauhtépec, en la delegación Gustavo A. Madero, atraviesa la autopista México-Querétaro a la altura de Cuautitlán y continúa paralelamente a ésta hasta el puente de Jorobas, donde la vuelve a atravesar. Ahí se dividen las cuencas del Valle de México y del río El Salto. Descarga en este último río a través del portal de salida y las aguas se conducen hasta la presa Requena o al canal El Salto-Tlamaco y posteriormente al río Tula y a la presa Endó, que satisface las demandas de riego de la zona. El río Tula es influente del Moctezuma y éste a su vez del Pánuco, que descarga en el Golfo de México.

La función más importante del Emisor es conducir fuera de la cuenca del Valle de México las aguas del Sistema del Drenaje Profundo de la Ciudad de México.

### **3.3.2. INTERCEPTOR DEL PONIENTE**

El interceptor inicia en la zona suroeste de la Ciudad, en la cuenca del Río Magdalena Contreras, atraviesa las delegaciones Álvaro Obregón y Miguel Hidalgo y al municipio de Naucalpan en el Estado de México, llegando a descargar en el Río Hondo en el mismo estado. Cuenta con una longitud de 16.5 km y un diámetro de 4 m.

En su trayectoria recibe las descargas de 16 colectores en el DF y 3 en el Estado de México. En la lumbrera 14 se cuenta con una estructura de descarga al Interceptor Centro Poniente del Sistema de Drenaje Profundo del Bosque de Chapultepec.

Su función principal es la de captar las aguas provenientes del Poniente de la Ciudad para evitar inundaciones en las partes de la misma.

### **3.3.3. INTERCEPTOR CENTRO-PONIENTE**

Se inicia en la lumbrera 14 del Interceptor del Poniente, cerca del Museo de la Comisión Federal de Electricidad, en la segunda sección del Bosque de Chapultepec, y termina en la lumbrera 1 del Emisor Central, en el Cerro del Tenayo. Posee estructuras de captación en cinco lumbreras, que captan a los colectores Rubén Darío, Río San Joaquín, Refinería Trujillo, Salomón Lerdo de Tejada y al Colector 15; benefician a gran parte de las delegaciones de Miguel Hidalgo y Azcapotzalco. Además, alivia al interceptor del Poniente en la lumbrera 14.

### **3.3.4. INTERCEPTOR CENTRAL**

Este conducto se encuentra construido desde la lumbrera 4A, en el cruce de las avenidas Dr. Vértiz y Obrero Mundial, hasta la lumbrera 0 del Emisor Central, en Cuauhtépec. Alivia al Río de la Piedad y capta los colectores de Tabasco, 5 de Mayo, Héroe, Río Consulado, Cuithláhuac, Fortuna y Moyobamba. También cuenta con obras de toma de los ríos de Los Remedios, Tlalnepantla, San Javier y Cuauhtépec. Beneficia a las delegaciones Gustavo A. Madero, Azcapotzalco, Cuauhtémoc y parte de la delegación Benito Juárez.

### 3.3.5. INTERCEPTOR ORIENTE

Su tramo norte, principia en las calles de Aglabampo y Troncoso; por esta calle se va hacia el norte hasta la calzada Zaragoza. A partir de aquí, el túnel se deflexiona para continuar en forma paralela al Gran Canal hasta la calzada San Juan de Aragón; donde el túnel se dirige hasta el oriente para alcanzar la Av. Eduardo Molina y así llegar hasta la lumbrera 8C ubicada en la colonia Salvador Díaz Mirón, y termina en la lumbrera 0 del Emisor Central, en Cuauhtepac.

La función principal de este tramo del túnel es aliviar al Gran Canal de Desagüe a través de la obra de toma del cual depende su drenaje gran parte del centro y norte del Distrito Federal, aunque también cuenta con una captación

En la lumbrera 13 ubicada en la colonia La pastora, para el desagüe de la laguna de regulación. El Arbolillo en Cuauhtepac, con la que se beneficia una parte de la delegación Gustavo A. Madero.

Hacia el sur, el Interceptor Oriente corre por el Eje 3 Oriente, a partir de la calle Aglabampo, en su intersección con el Interceptor Centro-Oriente en la lumbrera 4, hasta la avenida Taxqueña, donde se conecta al Interceptor Canal Nacional “Canal de Chalco”. En el cruce con la calle Tlazintla se ubica la lumbrera 3, cercana a ella es captado por el colector Plutarco Elías Calles directamente al túnel; en la lumbrera 2, ubicada en la esquina con avenida Apatlaco. Las aguas del cauce entubado del río Churubusco, son captadas en la lumbrera 1.

### 3.3.6. INTERCEPTOR CENTRO-ORIENTE

Este interceptor une los Interceptores Oriente y Central. Se inicia en la lumbrera 1, ubicada en las calles Dr. Durán y Dr. José María Vértiz y termina en la lumbrera 4, en Aglabampo y Francisco del Paso y Troncoso.

Beneficia a algunas colonias de la zona centro del Distrito Federal. Para esto se construyó una estructura de captación para el Colector 10 en la lumbrera 2, la cual conducirá las aguas del Interceptor Oriente, que a su vez aliviará al río Churubusco y al Interceptor Canal Nacional - Canal de Chalco.

### 3.3.7. INTERCEPTOR ORIENTE-SUR

El trazo de este túnel se inicia en la lumbrera 1, ubicada entre las calles Iztaccíhuatl y Anillo Periférico, en Iztapalapa, para concluir en la lumbrera 5 del Interceptor Oriente, en Francisco del Paso y Troncoso, esquina calzada Ignacio Zaragoza. Su longitud de 13.8 km con 5 m de diámetro y 8 lumbreras en su trayecto.

Como una opción operativa de gran importancia, este Interceptor cuenta con la planta de bombeo Zaragoza de 20 m<sup>3</sup>/s con la cual se podrá aliviar al interceptor Oriente-Sur hacia el entronque del río Churubusco, o invertir su funcionamiento en caso necesario.

A través de sus captaciones alivia a los colectores Luis Manuel Rojas, Canal de San Juan, Zaragoza Norte, Río Churubusco y el Iztaccíhuatl; y a los interceptores Iztapalapa y Oriente-Oriente. Además, de la delegación Iztapalapa, se beneficia a Iztacalco y Venustiano Carranza.

### **3.3.8. INTERCEPTOR ORIENTE-ORIENTE**

Su tramo se inicia en la parte norte de la laguna de regulación “El Salado”, ubicada en el cruce de las avenidas Texcoco y Kennedy, para concluir en la lumbrera 6 del Interceptor Oriente-Sur, en la esquina de Canal de San Juan e Ignacio Zaragoza. Tiene una longitud de 7.2 km, diámetro de 5 y 3.10 m y 5 lumbreras.

Por medio de las lumbreras de captación se alivia a los colectores que drenan la zona nororiente de la delegación Iztapalapa, la laguna de regulación “El Salado”, que a su vez recibe la aportación de los colectores Kennedy, Zaragoza Norte y San Miguel Teotongo y los colectores Las Torres, Santa Martha, Ejército de Oriente, entre otros.

### **3.3.9. INTERCEPTOR IZTAPALAPA**

Tiene una longitud de 5.5 km y un diámetro de 3.10 metros. Capta gran parte de las aguas generadas en la delegación Iztapalapa, las conduce hasta la Planta de bombeo Central de Abasto II de 20 m<sup>3</sup>/s de capacidad, que a su vez las incorpora hacia el Río Churubusco. También recibe de los desfogues de las lagunas Mayor y Menor de Iztapalapa, lo que beneficia la parte noreste de esta delegación.

### **3.3.10. INTERCEPTOR OBRERO MUNDIAL**

Tiene una longitud de 710 m, diámetro de 3.20 m y dos lumbreras. Su trazo es paralelo al Río de la Piedad, capta a éste último en la lumbrera 2 por medio del Colector Xochicalco, y los escurrimientos de la zona poniente de la delegación Benito Juárez a través del Colector Pestalozzi, en la lumbrera 1 para descargarlos posteriormente en la lumbrera 4 del Interceptor Central.

### **3.3.11. INTERCEPTOR CANAL NACIONAL-CANAL DE CHALCO**

El trazo de este túnel se inicia en la lumbrera 0, en avenida Río Churubusco y Canal Nacional. Se desplaza en forma paralela al Canal Nacional hasta el eje 3 Oriente, para continuar por éste hasta la calzada de la Virgen, donde se contempla un ramal de 1.7 km hacia el sur, continúa por la calzada en dirección oriente hasta la confluencia de los canales Nacional y de Chalco. Continúa en forma paralela a éste para terminar en la laguna de regulación San Lorenzo, en Tláhuac, alcanzando una longitud de 14.3 km y un diámetro terminado de 3.10 m. La lumbrera 5 capta las aguas del Canal de Chalco y Ciénega Grande.

Su caudal es conducido hacia el Interceptor Oriente o al Río Churubusco, mediante la Planta de Bombeo Miramontes de 20 m<sup>3</sup>/s de capacidad. Con esta estructura se beneficia a las delegaciones de Coyoacán, Iztapalapa, Xochimilco y Tláhuac.

### **3.3.12. INTERCEPTOR ERMITA**

Con una longitud de 6 km inicia su trazo a la altura del Eje 5 sur con la calzada Ermita Iztapalapa, sigue su trayectoria hacia el poniente de la ciudad para dar vuelta en la calle Luis Manuel Rojas y descargar finalmente en la lumbrera 2 del Interceptor Oriente-Sur; contará con cuatro lumbreras con las que captará a los colectores Paraje San Juan, Justo Sierra I y II, Cañas, Quetzalcóatl, Pozos y Luis Manuel Rojas, dando así alivio a parte de la zona oriente de la delegación Iztapalapa.

### **3.3.13. INTERCEPTOR GRAN CANAL**

Con una longitud de 1.01 km y un diámetro de 3.10 m este interceptor se inicia en los terrenos de las Plantas de Bombeo 1 y 1A con la L-1 y termina con la L-2 en la proximidad de la confluencia del eje 1 norte y el Gran Canal de Desagüe. En la L-1 capta parte del canal de las P.B. 1 y 1A, para descargarlos directamente al Interceptor Oriente, y la otra en su caso, podrá irse por el entubamiento del Gran Canal.

Se puede apreciar cómo está conformado en sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México en la figura 3.8.

**“FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO”**  
 CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DEL VALLE DE MÉXICO

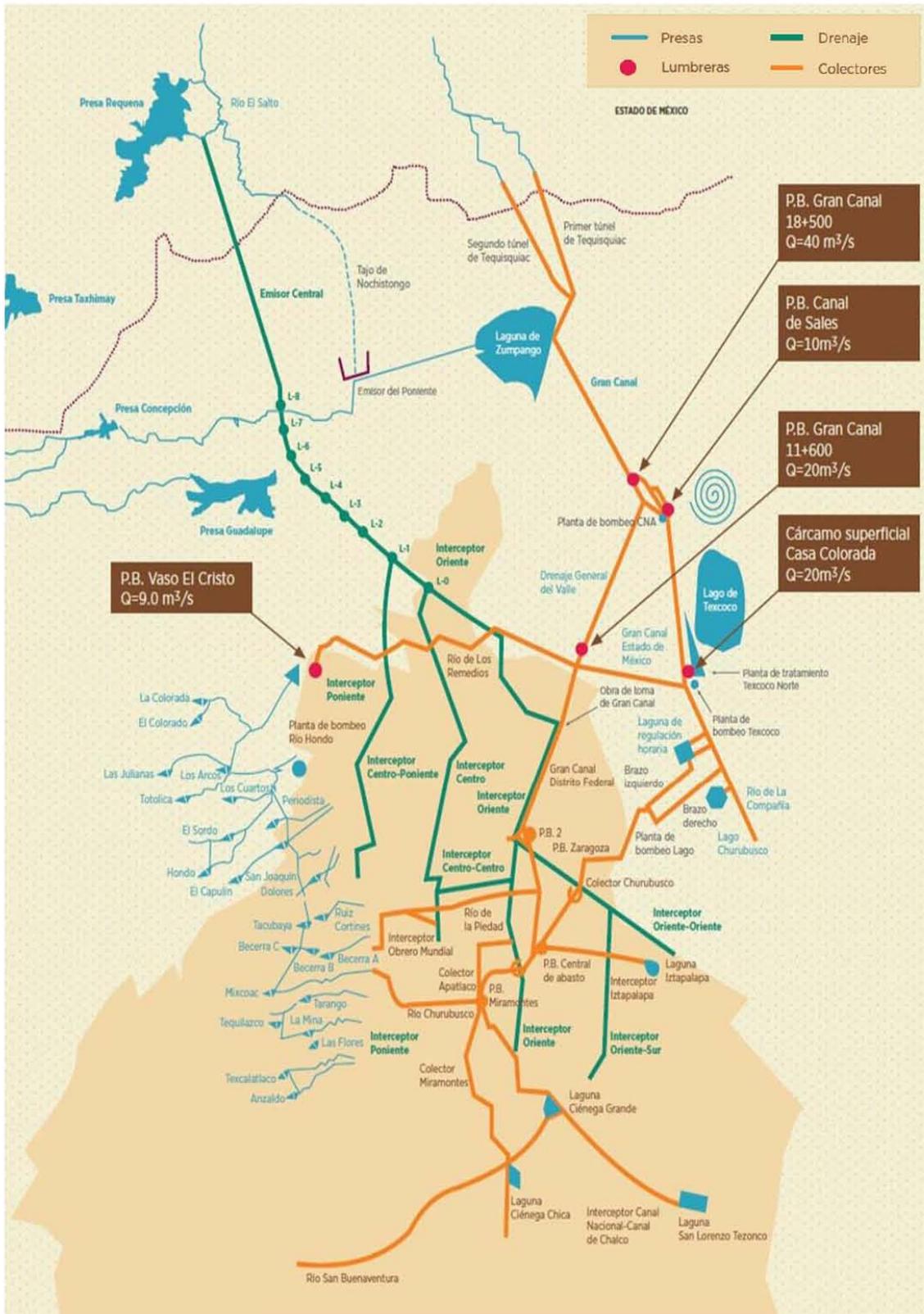


Figura 3.8. Infraestructura del sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México.

### 3.3.14. TÚNEL EMISOR ORIENTE

El Túnel Emisor Oriente (abreviado TEO) es un proyecto hidráulico en construcción del sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México cuya construcción inició el 13 de agosto de 2008 y que se planea sea terminado en 2016. Es necesario para resolver de fondo la problemática del sistema de drenaje en la ciudad.

La obra abarcará 62 kilómetros de longitud, desde el valle de México iniciando en la segunda lumbrera del túnel interceptor del Río de los Remedios, y terminando en una planta de aguas residuales en el municipio de Atotonilco de Tula, en Hidalgo, cerca del actual portal de salida del Túnel Emisor Central, en su confluencia con el río El Salto. Dicha longitud se dividió en seis frentes o secciones, los cuales miden aproximadamente 10 kilómetros cada uno.

El TEO tiene un diámetro de siete metros y una capacidad de desalojo de hasta 150 metros cúbicos de aguas residuales por segundo; contará con 24 lumbreras con profundidades de entre 30 y 150 metros, cuatro de estas tendrán un diámetro de 16 metros y las restantes un diámetro de 12 metros. Las lumbreras son respiraderos que sirven para darle mantenimiento a la obra e ingresar los equipos de excavación. Seis de los respiradores serán de ensamble, donde descenderá maquinaria para la construcción de cada tramo. Las lumbreras de ensamble son la 0, 5, 10, 13, 17 y 20. En la figura 3.9 se puede apreciar un ejemplo de lumbrera.



*Figura 3.9. Lumbrera del Túnel Emisor Oriente.*

Esta obra de ingeniería, permitirá tener una salida alterna al Emisor Central, de tal forma que abatirá el riesgo de inundaciones en la Ciudad de México y su zona conurbada; así como facilitar el mantenimiento de su sistema de drenaje. Asimismo, ofrecerá seguridad a 20 millones de habitantes.

En la siguiente figura puede observarse un mapa de la trayectoria del Túnel Emisor Oriente.

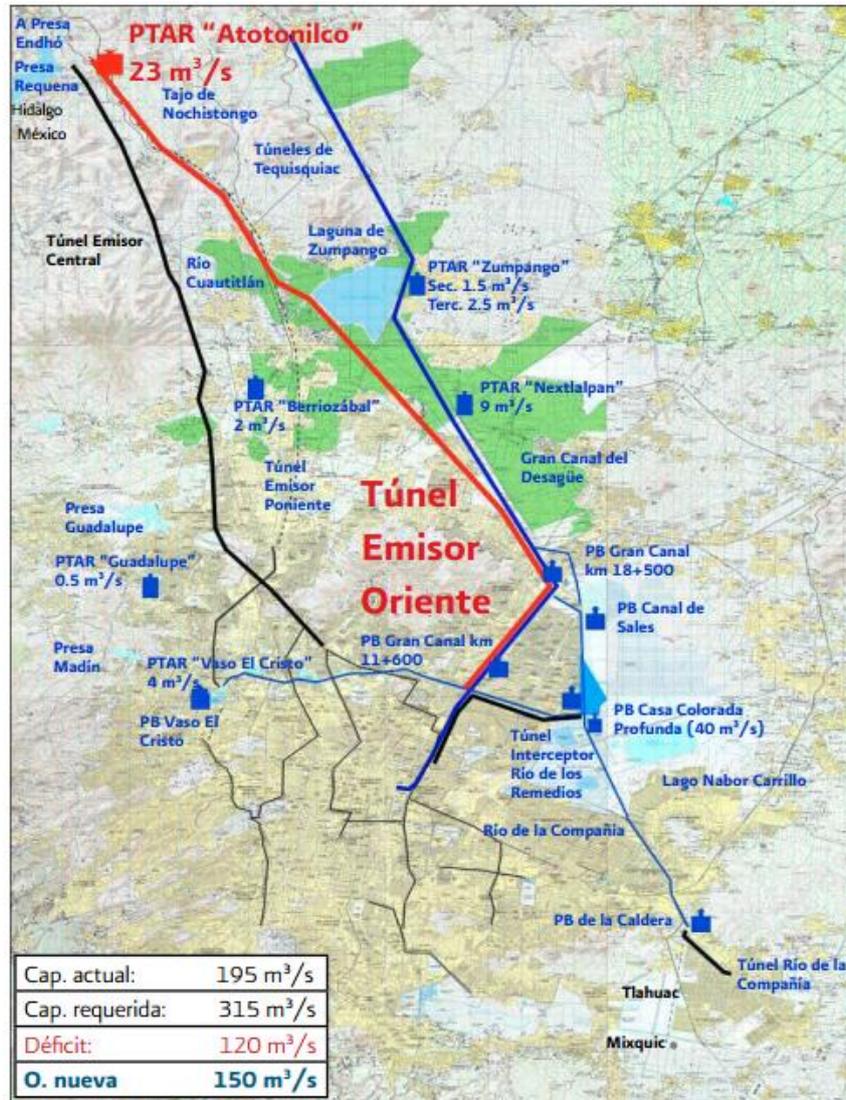


Figura 3.10. Mapa de los 62 kms. del Túnel Emisor Oriente (línea roja).

En temporada de lluvia funcionará de manera simultánea al drenaje profundo actual, y en época de estiaje, operará de forma alternada para permitir su mantenimiento. El trazo del túnel recorre varios municipios del Estado de México y de Hidalgo.

### 3.4. PROBLEMÁTICA DE LAS INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE MÉXICO

Como se ha descrito anteriormente, la Ciudad de México presenta complicaciones para desalojar sus aguas residuales y de lluvia, generando así inundaciones. Dichos problemas se pueden clasificar en tres grupos con características distintas:

- a) *Problemas derivados de lluvias intensas.* Aunque de corta duración, producen flujos violentos acompañados de lodo, piedras y escombros, en las barrancas del poniente de la ciudad. Cuando las casas están construidas en los taludes de las barrancas, o bien obstruyen el cauce, estas lluvias ponen en riesgo las vidas de quienes las habitan.
- b) *Los encharcamientos.* Este tipo de problemas son probablemente los más perceptibles para la población, ya que ocurren con frecuencia y afectan de manera

directa la vida productiva cotidiana. Se producen sobre todo en la parte baja de las barrancas del poniente de la ciudad, aproximadamente entre las avenidas Periférico e Insurgentes, debido a que la pendiente natural del terreno se reduce en forma notable. También son comunes en los pasos a desnivel de las vialidades.

- c) *Las inundaciones.* Generalmente son provocadas por tormentas de larga duración que cubren áreas extensas de la ciudad. Se presentan en las partes bajas del valle (Chalco, Ejército de Oriente, Ecatepec, etc.). Están asociadas a insuficiencias en el Sistema General de Drenaje y Control de Avenidas que se agudizaron con la construcción del emisor profundo.

Como se ha mencionado anteriormente, el crecimiento del área urbanizada (debido al cual los ingresos al sistema de drenaje continúan incrementándose) y los hundimientos (que reducen la capacidad de conducción de dicho sistema) han complicado la situación de la Ciudad de México. En particular, desde que se concluyó la construcción del emisor profundo, la capacidad relativa de la ciudad ha disminuido paulatinamente por los siguientes motivos:

- 1) La capacidad total de descarga ha decrecido de manera significativa. El gran canal que todavía en 1988 condujo un gasto medio anual cercano a 20 m<sup>3</sup>/s, con un máximo de 45 m<sup>3</sup>/s, en el año 2000 sólo pudo descargar 8 m<sup>3</sup>/s y para ello fue necesario mantener tirantes altos cerca del río de los Remedios y en los lagos de Texcoco, por lo que se ocupó gran parte de su capacidad de regulación. En la zona poniente, si bien el tramo abierto del emisor puede conducir 90 m<sup>3</sup>/s, el túnel de descarga del Vaso del Cristo se utiliza sólo excepcionalmente porque su reducida capacidad es empleada para las crecientes que bajan de los ríos Tlalnepantla y San Javier.
- 2) Los escurrimientos que llegan al sistema se han incrementado por el crecimiento de la mancha urbana y el mejoramiento de la infraestructura de captación. En particular, el interceptor oriente del sistema de drenaje profundo ha aumentado su área de aportación al excederse hacia el sur-oriente con los interceptores oriente-sur y oriente-oriente.

*Tabla 3.2. Evolución de la capacidad de los principales componentes del drenaje profundo.*

<b>Año</b>	1975	2007	2010
	<b>Capacidad (m<sup>3</sup>/s)</b>		
Gran Canal	80	15	45
Emisor Poniente		30	
Emisor Central	170	120	120
<b>Total</b>	280	165	195
Millones de habitantes	10	19	20

Ante el incremento de los ingresos y la disminución de las capacidades de descarga y almacenamiento, se ha recurrido en exceso al sistema de drenaje profundo como alivio para todas las demás partes del sistema principal.

El interceptor del poniente descarga ahogado en el río Hondo, lo que además provoca azolves en el conducto, de tal forma que, a pesar de los continuos trabajos de desazolve se apoya cada vez más en el interceptor centro-poniente.

El río Churubusco no descarga gastos importantes en los lagos Churubusco y de Regulación horaria sobre todo porque ambos están cotidianamente con los niveles de agua altos y, en menor medida, por las dificultades en la operación de las compuertas de la planta Churubusco-Lago; entonces, se recurre a aliviar el río Churubusco con descargas en el interceptor oriente.

El Vaso del Cristo está muy azolvado y es operado, desde el principio de la creciente, derivando el flujo hacia el río de Los remedios que, a su vez, descarga en el interceptor central. Lo anterior se observa en la figura 3.11.



*Figura 3.11. Vista panorámica del Vaso regulador del Cristo.*

Finalmente, debido a la poca capacidad de conducción del gran canal y del dren general del valle y a que la mayor parte del volumen de almacenamiento de los lagos de Churubusco y de Regulación horaria está siempre ocupada, se recurre al uso de la obra de toma del gran canal para descargar hacia el interceptor oriente. Lo anterior ha provocado que el sistema de drenaje profundo trabaje en carga (a tubo lleno) varias veces por año, indicando que la Ciudad de México está sujeta a un riesgo muy alto de sufrir inundaciones graves.

## CAPÍTULO 4

# ANÁLISIS TEÓRICO-EXPERIMENTAL DEL FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

### 4.1. INTRODUCCIÓN

Al movimiento de un líquido en un conducto con una superficie libre expuesta a la presión atmosférica se denomina flujo como canal o flujo a superficie libre. Cuando el conducto es cerrado y el líquido se desplaza llenándolo completamente, se denomina flujo a presión o presurizado.

En un conducto cerrado es posible que algunos de sus tramos se presente flujo a superficie libre y en otros, flujo presurizado. Por ejemplo, en un sistema de alcantarillado pluvial debido a una tormenta intensa puede ingresar al mismo una gran cantidad de agua que provoque su funcionamiento a presión. La condición en la cual se tienen flujo libre y flujo presurizado en el mismo conducto se denomina flujo mixto o combinado. En la figura 4.1 se muestra estos tipos de flujos.

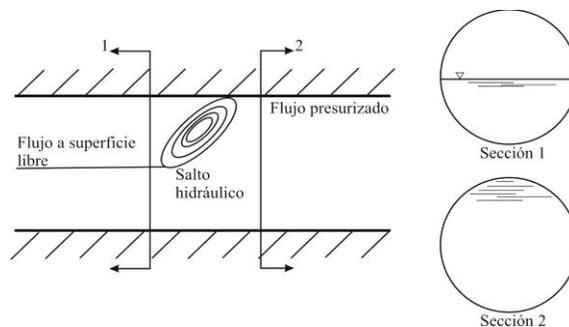


Figura 4.1. Flujo mixto, transición de flujo a superficie libre a flujo presurizado.

Li y McCorquodale (1999) afirman que durante la transición de flujo a superficie libre a presurizado, las ondas de presión pueden dañar las estructuras hidráulicas. Por lo tanto, la importancia de predecir y conocer con exactitud la ocurrencia de este fenómeno para el correcto diseño y operación de algunos sistemas de tuberías.

Las ecuaciones que describen el flujo mixto no tienen solución analítica con excepción de algunos casos de interés académico. En la actualidad, el uso de computadoras, junto con métodos numéricos ha permitido realizar simulaciones de flujo para analizar diferentes condiciones de funcionamiento y conocer la operación de los diversos sistemas en condiciones de flujo combinado. Sin embargo, aún no existe un procedimiento de cálculo universalmente aceptado que permita la simulación de este fenómeno, ya que algunos de ellos introducen errores numéricos o son tan complicados que su aplicación es limitada.

No existe un programa de cómputo comercial que calcule con precisión el flujo mixto en sistemas de alcantarillado. Algunos procedimientos de cálculo de estos sistemas comerciales simulan esta clase de flujo en conductos cerrados utilizando en el tubo a presión una ranura imaginaria (ranura de Preissmann) colocada en la clave del tubo, de tal forma que la carga piezométrica sobre la clave simule condiciones de flujo presurizado. Esta ranura no afecta los cálculos cuando el nivel de agua está por debajo de la corona y el flujo es a superficie libre con presión atmosférica encima de ella.

Ridgway y Kumpula (2008) compararon los resultados obtenidos en un modelo físico experimental contra un caso de flujo transitorio mixto simulado con los paquetes SWMM5 de la Agencia de Protección al Ambiente de EE.UU. (EPA por sus siglas en inglés), Info-Works de Wallingford y MOUSE de DHI. Los resultados obtenidos revelaron que los programas MOUSE e Info-Works son altamente imprecisos y en el caso del SWMM5 los resultados fueron más precisos que los anteriores, pero se tuvieron que hacer algunos ajustes al modelo que lo hicieron poco eficiente, y León (2008) lo considera incapaz de modelar fenómenos de flujo mixto.

Debido a la carencia de programas comerciales confiables para analizar flujos combinados en conductos cerrados. Varios investigadores han propuesto modelos de cálculo para simular flujos mixtos. Sin embargo, en la última década son pocos los que se han desarrollado resolver casos de flujo mixto, exceptuando algunos de ellos descritos en tesis doctorales tales como las de Vasconcelos (2005) y León (2007). En dichos estudios se utilizó el método de la ranura de Preissmann, además otros métodos específicos para analizar a los flujos mixtos.

## **4.2. ANTECEDENTES TEÓRICOS**

Para resolver los problemas de flujo transitorio mixto, se han desarrollado modelos físicos y matemáticos. Los primeros requieren de infraestructura, tiempo para su construcción, equipo para la adquisición de datos, personal capacitado, recursos económicos altos, lo cual en comparación con los modelos matemáticos hacen que sea más difícil su implantación.

En los últimos años, se han propuesto varios modelos de cálculo que resuelven el fenómeno de flujo mixto para diseñar, optimizar u operar diversos sistemas. Uno de los estudios más conocidos para analizar el flujo mixto es el propuesto por Trajkovic et al. 1999, quienes usaron el esquema de diferencias finitas de McCormack para la solución de las ecuaciones que describen el flujo mixto considerando la ranura de Preissmann con un ancho fijo. Sin embargo, los resultados obtenidos con este esquema son considerados como poco exitosos por algunos autores.

Politano et al. (2007), usaron un modelo de flujo mixto para optimar el sistema combinado de alcantarillado del oeste de la ciudad de Atlanta, proponiendo diversas opciones para mitigar oscilaciones de presión, debido a la entrada en carga del sistema durante algunas

tormentas severas. En este estudio compararon sus resultados con datos experimentales obtenidos por Cardle et al. (1999) y Trajkovic et al. (1999), logrando ajustes aceptables.

Asimismo, León (2007), aplicó un modelo modificado de Preissmann para el sistema de túneles de drenaje de Chicago con el fin de simular las presiones transitorias en el sistema. El desarrollo de este modelo fue con el propósito de contar con una herramienta útil para el análisis del flujo mixto usando la ranura de Preissmann y posteriormente, aplicarlo en el estudio de variaciones de caudal en túneles y conductos de descarga de turbinas hidráulicas, así como para el estudio de flujos mixtos en alcantarillas.

Es importante mencionar, que también se han propuesto otros métodos, tales como el Ajuste de onda (Shock Fitting Method). Politano et al. (2005 y 2007) y Vasconcelos y Wright (2004), lo llamaron método de rastreo de interfase (Interfase Tracking Method), en el cual las secciones presurizadas y las de superficie libre se tratan separadamente con procedimientos de cálculo diferentes. Esto implica que la interfase entre los dos regímenes sea una condición de frontera interna móvil, la cual adiciona dos variables desconocidas: la posición de la interfase y la velocidad de la misma (Djordjevic y Walters, 2004). Este método provee una solución para flujos mixtos donde ocurren presiones negativas o presencia de burbujas de aire atrapadas en la tubería (Li y McCorquodale, 1999).

Asimismo, autores tales como Vasconcelos et al. (2004), Vasconcelos y Wright (2006), Li y McCorquodale (1999), citando a Hamman y McCorquodale, y Djordjevic y Walters (2004), mencionan otro método llamado “Modelo de columna rígida” (Rigid Column Model o Water Rigid Column Approach). Estos modelos resuelven una ecuación diferencial ordinaria basados en el balance de cantidad de movimiento en una columna rígida, la cual representa la parte presurizada del flujo. En cada incremento de tiempo, la ecuación ordinaria es resuelta y la velocidad en la columna es actualizada. La localización del frente presurizado es obtenida usando la ecuación de continuidad a través de la interfase. Para calcular la porción del flujo libre, algunos modelos generalmente usan el método de las características. Las ecuaciones diferenciales pueden ser resueltas con el esquema numérico de Runge-Kutta de cuarto orden.

Diversos estudios experimentales y matemáticos de flujos transitorios mixtos en alcantarillas y túneles se han desarrollado a lo largo de las últimas décadas. Li y McCorquodale (1999) usaron la teoría de la columna rígida para proponer un modelo matemático y experimental para simular las presiones transitorias generadas durante la transición de flujo libre a presurizado en una alcantarilla. Los investigadores reportaron que el modelo matemático sobreestimó los valores máximos y mínimos de las presiones transitorias, asimismo que el amortiguamiento de las mismas fue subestimado. Los resultados obtenidos en este estudio no se compararon con los de otros modelos existentes.

Fuamba (2002) propuso tres modelos dinámicos para predecir la localización y la velocidad del frente de onda generado durante la transición de flujo libre a superficie libre a flujo presurizado, en uno de los casos se consideró flujo compresible. Los modelos propuestos

diferían por el método de cálculo utilizado, los cuales fueron variantes del método de las características.

Otro de los enfoques ampliamente estudiados fue el propuesto por Preissmann y Cunge en 1962, llamado Método de la ranura de Preissmann o método de captura de choques el cual será descrito a continuación.

#### 4.2.1. MÉTODO DE LA RANURA DE PREISSMANN

Este método aprovecha la similitud existente entre las ecuaciones dinámicas que gobiernan el flujo no-permanente a superficie libre (en canales abiertos), conocidas como ecuaciones de Saint Venant y las que gobiernan el flujo transitorio en conductos a presión. Este método incorpora una abertura imaginaria o ranura en la clave del tubo (ver figura 4.2) en la que se colocan dos placas planas verticales unidas al conducto, con el propósito de simular secciones presurizadas y a superficie libre con las ecuaciones de flujo a superficie libre. (Cunge y Mazadou, 1984; Chaudhry, 1987; Li y McCorquodale, 1999; Fuamba, 2003; Djordjevic y Walters, 2004; Vasconcelos et al., 2006, Politano et al., 2007 y León, 2007).



Figura 4.2. Ranura de Preissmann en la clave de un tubo presurizado.

Trajkovic et al. (1999), desarrollaron un método numérico y un dispositivo experimental para simular transiciones de flujo libre a presurizado y viceversa de un tubo circular. El método numérico usó la ranura de Preissmann y el esquema de diferencias finitas explícito de McCormack, en el cual las condiciones de frontera fueron planteadas con el método de las características. Aunque presentaron algunas inestabilidades numéricas en la ranura, reportan una buena aproximación entre los datos experimentales obtenidos y los calculados por el modelo.

Vasconcelos y Wright (2004), hicieron un estudio comparando dos enfoques de modelación ya antes mencionados. En el primer modelo se supone que la parte presurizada del flujo puede ser descrita mediante un enfoque de columna rígida y hace uso del método de las características para describir la porción de flujo libre. El segundo modelo se apoya en el método de la ranura de Preissmann, este método fue comparado con dos esquemas numéricos: el esquema de Lax de primer orden y el esquema de Lax-Wendroff que es de segundo orden. Los resultados obtenidos fueron también contrastados con los datos recabados de experimentos en un dispositivo físico de laboratorio concluyendo que en cada

método existen dificultades de cálculo por lo que deben ser ajustados para evitar inestabilidades numéricas.

León et al. (2007), presentan un modelo para simular presiones transitorias fuertes en flujo mixto utilizando la ranura de Preissmann. Proponen un modelo modificado de Preissmann en el cual hacen la incorporación de una transición gradual entre la clave del tubo y la ranura, además de resolver las ecuaciones que gobiernan el fenómeno con el esquema de volúmenes finitos de segundo orden de Godunov. Los resultados obtenidos muestran que el método propuesto es capaz de describir el comportamiento complicado del flujo en conductos cerrados, tales como interfases positivas y negativas de flujo mixto, ondas gravitacionales, y transitorios fuertes, siempre y cuando no ocurran flujos sometidos a presiones menores a la atmosférica.

Dentro de las desventajas del método de la ranura de Preissmann, Joliffe citado por Li y McCorquodale (1999), afirma que el método no puede simular burbujas de aire atrapadas en la tubería ni presiones negativas. Asimismo, León et al. (2007) menciona cuatro problemas principales asociados con el método y con el esquema numérico empleado para resolver las ecuaciones:

- a) Incapacidad para describir fenómenos subatmosféricos en tubería llena.
- b) Inconsistencia en el balance de masa y cantidad de movimiento asociados con el ancho de la ranura.
- c) Inestabilidades asociadas al esquema numérico cuando el flujo cambia rápidamente del tubo a la ranura.
- d) Inexactitud en la propagación de las presiones transitorias asociadas con el ancho de la ranura. Los autores hicieron la modelación del flujo presurizado usando el método modificado de la ranura de Preissmann, con el cual se pudieron minimizar los últimos tres de los cuatro problemas principales, ya que las ecuaciones de flujo a superficie libre no puede describir flujos con presiones negativas.

Vasconcelos et al. (2006) afirman que en el modelo de la ranura de Preissmann, si la carga hidráulica cae por debajo de la clave del tubo se genera flujo a superficie libre; es decir ahora la carga hidráulica es el tirante en el canal. Físicamente esto no es posible, a menos que haya una apropiada ventilación del tubo en el punto donde sucede esta transición. Por lo tanto, estos métodos no son apropiados para describir la propagación de ondas de baja presión.

El método de la ranura de Preissmann ha sido usado satisfactoriamente para modelar transitorios suaves (graduales) en flujos mixtos, sin embargo ha tenido poco éxito en la simulación de transitorios fuertes (rápidos). El poco éxito se debe principalmente a problemas de inestabilidad cuando el flujo cambia rápidamente del tubo a la ranura, lo que puede causar una inestabilidad importante en el modelo numérico durante la simulación (León et al. 2007).

Chaudhry (1987) afirma que la ranura hipotética no debe aumentar el área de la sección transversal ni el radio hidráulico del conducto presurizado. En la figura 4.3 se muestra una sección transversal de un tubo con la ranura hipotética de Preissmann en condiciones de flujo a superficie libre y presurizado, así como la relación entre el área  $A$ , radio hidráulico  $R$ , y el ancho de la superficie del agua  $T$  con el tirante o carga hidráulica  $y$ . Nótese en la figura 4.3 como las propiedades mencionadas varían si el nivel del agua está por debajo de la clave del tubo (flujo a superficie libre) y se vuelven constantes cuando el nivel del agua está en la ranura hipotética, es decir sobre la corona del tubo (flujo presurizado).

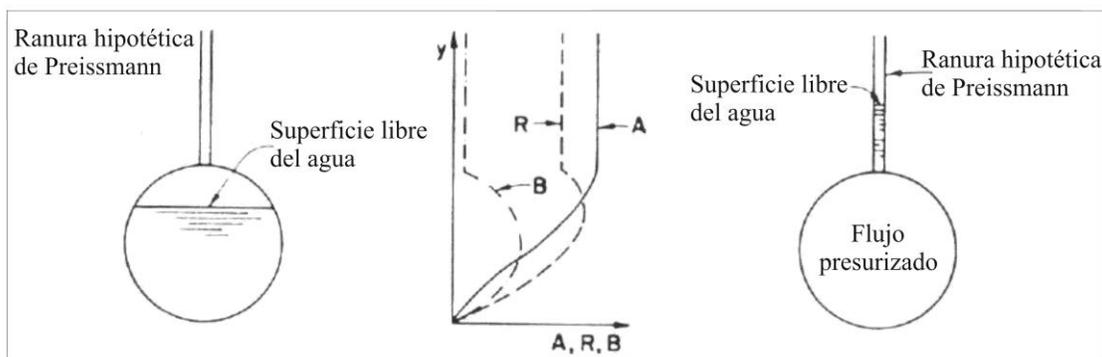


Figura 4.3. Ranura hipotética de Preissmann para analizar flujo mixto.

Como fue mencionado anteriormente, la inestabilidad numérica puede ser causada por una selección inapropiada del ancho de la ranura. El ancho de la ranura ha sido objeto de estudio, y se estima que debe ser aquel para el cual la velocidad de la onda gravitacional  $c$ , sea igual a la velocidad de la onda de presión  $a$  (Chaudhry 1987), esta relación se puede escribir como:

$$c = \sqrt{g \frac{A}{T_r}} = a \quad (4.1)$$

Donde  $c$  es la velocidad de la onda gravitacional,  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $A$  es el área de la sección transversal del tubo;  $T_r$  es el ancho de la ranura,  $a$  es la velocidad de la onda de presión.

León (2007), afirma que grandes niveles de agua en ranuras delgadas causan inestabilidades numéricas en el modelo. Estas inestabilidades pueden ser removidas si se aumenta el ancho de la ranura. Sin embargo, cambiar el ancho termina con la equivalencia entre las ecuaciones de presión y las de St. Venant resultando en velocidades de onda y cargas de presión incorrectas. Asimismo, Politano et al. (2007) afirman que el método de Preissmann se vuelve inestable numéricamente cuando se usan ranuras muy delgadas para representar altas velocidades de ondas de presión.

Cunge y Mazadou (1984) y Chaudhry (1987) no reportan un ancho de ranura definido sino que sugieren el uso de un ancho “muy pequeño” del orden de pocos milímetros. Cunge et

al. (1980) recomiendan un ancho de ranura de 1 centímetro o más. En cambio Ji (1998) supuso el 0.1% como el ancho máximo del conducto bajo condiciones de flujo mixto. Trajkovic et al. (1999) utilizaron en sus estudios un ancho de ranura del 10% del diámetro del tubo para evitar inestabilidades. Yen y Akan, citado por Mays (1999), reportan la siguiente expresión la cual es presentada también por León et al. (2007).

$$T_r = \frac{gA}{a^2} = \frac{\pi g D^2}{4a^2} \quad (4.2)$$

Donde  $D$  es el diámetro del tubo.

La expresión anterior demuestra que a mayores velocidades de onda, el ancho de la ranura disminuye drásticamente.

En sus experimentos Vasconcelos y Wright (2004) validaron los resultados numéricos obtenidos con un modelo de laboratorio reportando un ancho de ranura de 0.0001 m y un diámetro de 0.094 m. Sin embargo, no mencionan la existencia de inestabilidades en sus modelos.

Sjoberg citado por Yen y Akan en Mays (1999) sugiere un ancho de ranura que puede ser expresado en términos del tirante y del diámetro del tubo.

$$\frac{T_r}{D} = 10^{-6} + 0.05423 \left(\frac{y}{D}\right)^{24} \quad \text{para } y/D \geq 0.999 \quad (4.3)$$

El mismo autor propuso las siguientes expresiones para calcular el área de flujo  $A_{flujo}$ , y el radio hidráulico  $R$  cuando el tirante  $y$  es mayor que el diámetro del tubo  $D$ :

$$A_{flujo} = \frac{\pi D^2}{4} + (y - D)T_r \quad (4.4)$$

$$R = \frac{D}{4} \quad (4.5)$$

Yen y Akan citados por Mays (1999) hicieron una modificación a la idea de Sjoberg para proveer una transición computacional más suave usando:

$$A = A_{0.999} + T_r(y - 0.999D) \quad (4.6)$$

Suponiendo que la transición comienza en  $y/D = 0.91$ , para  $y/D > 0.91$  el radio hidráulico  $R$  es calculado con la ecuación de Manning usando la pendiente del tubo  $S$ , el área del tubo  $A$ , el área del tubo cuando  $y/D = 0.91$  y el gasto correspondiente al flujo uniforme para un tirante  $y = 0.91D$ . Por otra parte, para  $y/D > 0.91$

$$R = \left( \frac{A_{0.91}}{A} \right) R_{0.91} \tag{4.7}$$

León et al. (2007), sugieren un ancho variable de ranura para que la transición entre el flujo a superficie libre y el presurizado ocurra gradualmente y así evitar inestabilidades numéricas por el cambio súbito. La figura 4.4 muestra la transición propuesta por estos autores.

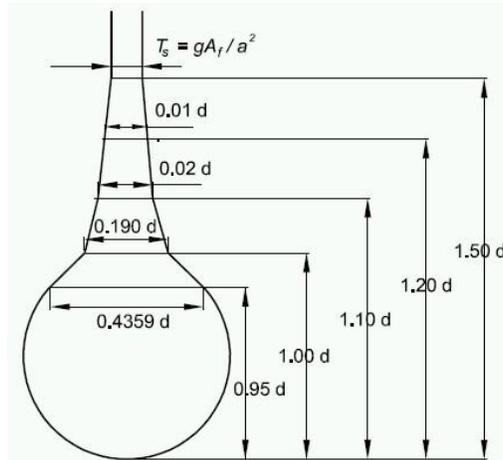


Figura 4.4. Geometría de la ranura de Preissmann propuesta por León (2007).

León (2007), confirma entonces, la existencia de una confusión general acerca de la selección del ancho de la ranura. Asegura que los reportes enfocados en los esquemas numéricos para la modelación simultánea de flujos a superficie libre y presurizado muestran que el tamaño de la ranura no tiene una influencia significativa en las cargas hidráulicas resultantes. La poca influencia del ancho de la ranura en las cargas hidráulicas cuando se está simulando flujo mixto, conlleva a la conclusión incorrecta que el método de Preissmann, con una ranura “ancha”, puede ser usada para modelar con precisión flujo en superficie libre, flujo presurizado y la ocurrencia simultánea del flujo libre y presurizado.

Del mismo modo, el autor afirma que el efecto del ancho de la ranura es significativo cuando sólo se modela flujo presurizado (flujo en la ranura). En flujos presurizados, la velocidad de propagación de la onda determina que tan rápido las presiones transitorias son propagadas y la única forma de reproducir una correcta propagación de éstas es usando un ancho de ranura que logre una onda gravitacional igual a la onda de presión.

De la revisión de literatura sobre el tema, se afirma que existen diversos métodos para solucionar casos de flujo mixto. Uno de los mejores métodos es la ranura de Preissmann que considera el uso de las ecuaciones Saint Venant para describir los fenómenos de flujo presurizado, mixto y a superficie libre. Pero ella debe ser cuidadosamente aplicada ya que del ancho de tal ranura depende el éxito de la simulación.

### 4.3. ANÁLISIS TEÓRICO

En la figura 4.5 se definen los términos para el dispositivo físico utilizado para determinar las sobrepresiones, que puede experimentar una conducción de drenaje de aguas pluviales y residuales cuando al cambiar su funcionamiento a presión queda atrapado un volumen de aire.

- $H_0$  es la carga hidráulica en el tanque o carga piezométrica del extremo aguas abajo del tramo de la conducción de drenaje a presión.
- $v$  es la velocidad con la que avanza la columna de agua o del llenado de agua de la conducción de drenaje.
- $V_a$  es el volumen de aire atrapado.
- $H^*$  es la carga de presión absoluta.
- $x$  es la longitud de la columna de agua.
- $D$  es el diámetro interior de la tubería.
- $d_o$  es el diámetro del orificio en el extremo aguas abajo del conducto por donde sale el aire que representa a todas las salidas de aire del conducto de drenaje por pozos de visita y otros elementos.
- $L$  es la longitud de la conducción.

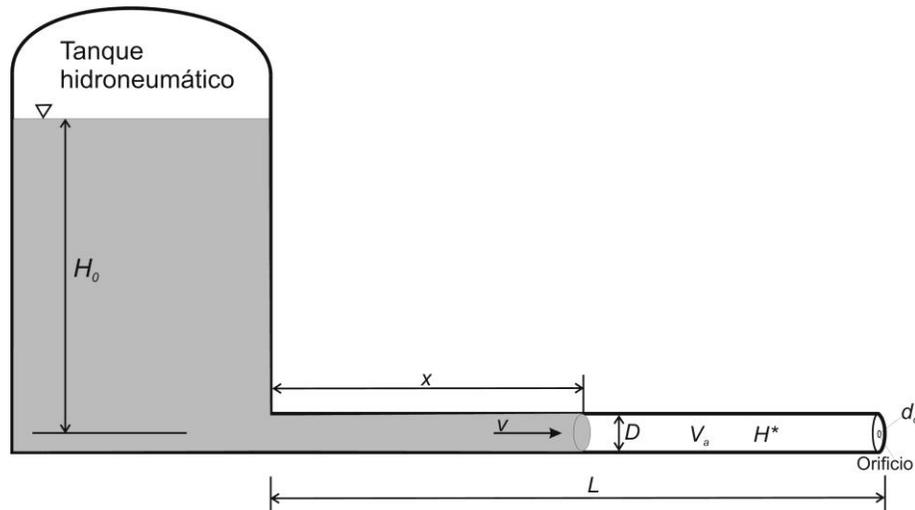


Figura 4.5. Esquema para definir el análisis teórico

El dispositivo es similar al propuesto por Zhou et al. (2002), quienes a su vez se basaron en el planteado por Martin (1976). Este dispositivo experimental considera la expulsión de aire a alta velocidad, el avance de la columna de agua durante el llenado, así como la evaluación de las sobrepresiones cuando la columna de agua impacta el final de la conducción. Esta última característica es particularmente importante, debido a que ésta ocurre al final del proceso de llenado de las líneas y en algunos casos esto constituye la presión máxima que puede ocurrir durante la condición de expulsión de aire.

Las siguientes consideraciones fueron hechas para la implementación del modelo numérico:

- 1) La columna de agua es rígida, ya que la diferencia de considerar el modelo elástico y el modelo rígido para un llenado rápido es menor al 2%.
- 2) La conducción es horizontal.
- 3) La columna de aire ocupa la sección transversal por completo.
- 4) La interfase agua-aire es vertical. Se acepta que la columna de aire permanece en forma cilíndrica.
- 5) La columna de aire sigue un proceso politrópico.
- 6) El factor de fricción Darcy-Weisbach para flujo permanente es aplicable para flujo transitorio.
- 7) La columna de aire no experimenta resistencia durante su movimiento y la presión a lo largo de su longitud es constante.
- 8) La conducción tiene una sección transversal circular que es equivalente a la sección transversal del conducto cerrado de drenaje de interés.

#### 4.3.1. ECUACIONES QUE GOBIERNAN EL FENÓMENO

Del volumen de control mostrado en la figura 4.5, el cambio del volumen de aire en la tubería se puede escribir como:

$$\frac{dV_a}{dt} = -vA \quad (4.8)$$

Donde  $A$  es el área de la sección transversal del conducto y  $dt$  es la diferencial de tiempo.

La ecuación dinámica de la columna de agua se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{dv}{dt} = -g \frac{H - H_o}{x} - f \frac{v|v|}{2D} - \frac{v^2}{2x} \quad (4.9)$$

Donde  $H$  es la carga de presión del aire,  $f$  es el factor de fricción de Darcy-Weisbach y  $g$  es la aceleración de gravedad ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ).

La ecuación que gobierna el comportamiento de la columna de aire según Martin (1976), sería:

$$\frac{dH^*}{dt} = -k \frac{H^*}{V_a} \frac{dV_a}{dt} - k \frac{H^*}{V_a} Q_a \quad (4.10)$$

Donde  $Q_a$  es el gasto de aire que sale a través del orificio,  $k$  es el exponente politrópico. Graze (1968) investigó el impacto de la variación del exponente politrópico, que tiene valores entre 1.0 y 1.4, para el proceso adiabático en cámaras de aire. Se encontró, que  $k = 1.4$

proporciona el mejor ajuste con los datos experimentales. Este fue el valor que se consideró para realizar este análisis.

El gasto de aire  $Q_a$  que expulsa el orificio se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$Q_a = C_d A_o Y \sqrt{2g \frac{\rho_{agua}}{\rho_{aire}} (H^* - H_b^*)} \quad (4.11)$$

$H_b^*$  es la carga de presión absoluta inicial de la columna de aire, que en este estudio se considera igual a la presión atmosférica en la zona metropolitana del valle de México (75.84 kPa ó 7.73 mca).  $C_d$  es el coeficiente de descarga, el valor que se consideró fue  $C_d = 0.65$ . Además  $Y$  es un factor de expansión que se expresa como:

$$Y = \left[ \frac{k}{k-1} \left( \frac{H_b^*}{H^*} \right)^{2/k} \left( \frac{1 - (H_b^*/H^*)^{(k-1)/k}}{1 - H_b^*/H^*} \right) \right]^{1/2} \quad (4.12)$$

Si  $H^*/H_b^* > 1.89$ , el orificio es alcanzado por la columna de agua y la descarga de aire se puede calcular como:

$$Q_a = C_d A_o \sqrt{g \frac{\rho_{agua}}{\rho_{aire}} H^*} \sqrt{k \left( \frac{2}{k+1} \right)^{\frac{k+1}{k-1}}} \quad (4.13)$$

Cuando la columna de agua impacta el final de la tubería, la presión generada por la columna de agua se calcula siguiendo el procedimiento que a continuación se describe:

Se define una ecuación para calcular el golpe de ariete entre las secciones 1 y 2 de la figura 4.6.

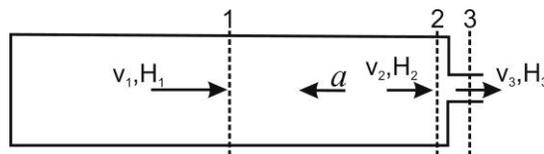


Figura 4.6. Esquema para definir la ecuación para calcular el golpe de ariete.

$$H_2 = H_1 + \frac{a}{g} (v_2 - v_1) \quad (4.14)$$

Posteriormente, se plantean las ecuaciones de la energía y de continuidad entre las secciones 2 y 3, donde esta última sección es la descarga hacia la atmósfera.

$$H_2 + \frac{v_2^2}{2g} = H_3 + \frac{v_3^2}{2g} + K \frac{v_2^2}{2g} \quad (4.15)$$

$$v_2 A = v_3 A_o \quad (4.16)$$

Como el orificio está abierto a la atmósfera  $H_3 = 0$ . Luego, se sustituye la ecuación (4.16) en la (4.15) y finalmente la expresión resultante en la ecuación (4.14), para obtener la ecuación que evalúa la carga de presión en la sección 2.

$$H_2 = H_1 + \frac{a}{g} \left( v_1 + \frac{a}{B} - \sqrt{\left(\frac{a}{B}\right)^2 + 2v_1 \frac{a}{B} + \frac{2gH_1}{B}} \right) \quad (4.17)$$

Donde  $a$  es la celeridad o velocidad de la onda de presión del conducto, cuando la columna de agua impacta el orificio y  $B$  es un coeficiente que se define como  $B = (A/A_o)^2 + K - 1$ .  $K$  es el coeficiente de pérdida en el orificio, que es despreciable si se compara con  $A/A_o$ .

$H_1$  y  $v_1$  son la velocidad y la carga de presión en la sección 1, respectivamente, y se calculan con las ecuaciones (4.8) a (4.10).

#### 4.3.2. SOLUCIÓN NUMÉRICA

Las ecuaciones que gobiernan el fenómeno fueron normalizadas y redefinidas como variables adimensionales. El subíndice “0” indica el valor inicial.

$$\lambda = \frac{x}{L} \quad (4.18)$$

$$\eta = \frac{V_a}{V_{a0}} \quad (4.19)$$

$$\phi = \frac{H^*}{H_0^*} \quad (4.20)$$

$$\psi = \frac{v}{\sqrt{g(1-x_0/L)H_b^*}} \quad (4.21)$$

$$\alpha = \frac{a}{\sqrt{g(1-x_0/L)H_b^*}} \quad (4.22)$$

$$\tau = \frac{t}{L \sqrt{\frac{1}{gH_b^*} (1 - x_0/L)}} \quad (4.23)$$

La ecuación (4.8) se convierte en la expresión 4.24:

$$\frac{d\eta}{d\tau} = -\psi \quad (4.24)$$

La ecuación (4.9) se transforma en la ecuación 4.25:

$$\frac{d\psi}{d\tau} = -\frac{1}{\phi_b} \frac{\phi - 1}{\lambda} - \frac{C_0}{2} (1 - \lambda_0) \psi |\psi| - \frac{1}{2\lambda} (1 - \lambda_0) \psi^2 \quad (4.25)$$

La ecuación (4.10) se presenta ahora como:

$$\frac{d\phi}{d\tau} = -\kappa \frac{\phi}{\eta} \frac{d\eta}{d\tau} - \kappa \frac{\phi}{\eta} \frac{C_1 Y}{\sqrt{(1 - \lambda_0)}} \sqrt{2 \left( \frac{\phi}{\phi_b} - 1 \right) \left( \frac{\phi_b}{\phi} \right)^{1/k}} \quad (4.26)$$

Cuando  $H^*/H_b^* < 1.89$  la ecuación anterior se reduce a:

$$\frac{d\phi}{d\tau} = -\kappa \frac{\phi}{\eta} \frac{d\eta}{d\tau} - \kappa \frac{\phi}{\eta} \frac{C_1 Y_c}{\sqrt{(1 - \lambda_0)}} \sqrt{\left( \frac{\phi}{\phi_b} \right)^{(1 - \frac{1}{k})}} \quad (4.27)$$

Si  $H^*/H_b^* > 1.89$ , entonces se deben considerar las siguientes expresiones:

$$C_0 = fL/D$$

$$C_1 = C_d A_0 / A \sqrt{\frac{\rho_{agua}}{\rho_{aire}}}$$

$$\phi_b = H_b^* / H_0^*$$

$$Y_c = \sqrt{k \left( \frac{2}{k+1} \right)^{k-1}}$$

La ecuación 4.15 normalizada se puede escribir como:

$$\varphi_2 = \varphi_1 + \varphi_b \alpha (1 - \lambda_0) \left( \psi_1 + \frac{\alpha}{B} - \sqrt{\left( \frac{\alpha}{B} \right)^2 + 2 \frac{\alpha \psi_1}{B} + \frac{2}{B} \left( \frac{\varphi_1}{\varphi_b} - 1 \right)} \right) \quad (5.28)$$

El sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias adimensional resultante es no lineal. Para su solución numérica se utilizó el método de Runge-Kutta de cuarto orden.

#### 4.4. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL Y DISPOSITIVO

Con el propósito de analizar experimental y analíticamente las variaciones de presión producidas por el llenado rápido de una alcantarilla, se implementó en el laboratorio de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM), un dispositivo experimental para dicho fin. Es sabido que el aire atrapado en una tubería sometida a un llenado rápido puede producir fuertes sobrepresiones, cuando se produce una liberación rápida y completa de un determinado volumen de aire, debido al avance acelerado de una columna líquida.

Con el propósito de verificar lo antes descrito, se diseñó un dispositivo experimental que consiste de una sección de medición de tubería de hierro fundido de 2" (0.0508 m) de diámetro interior  $D$  y una longitud  $L = 11.8$  m, ubicada entre un tanque hidroneumático y un tanque abierto o cárcamo. En la figura 4.7 se muestra el sistema Tanque hidroneumático – tubería – tanque abierto, que conforma el dispositivo experimental.

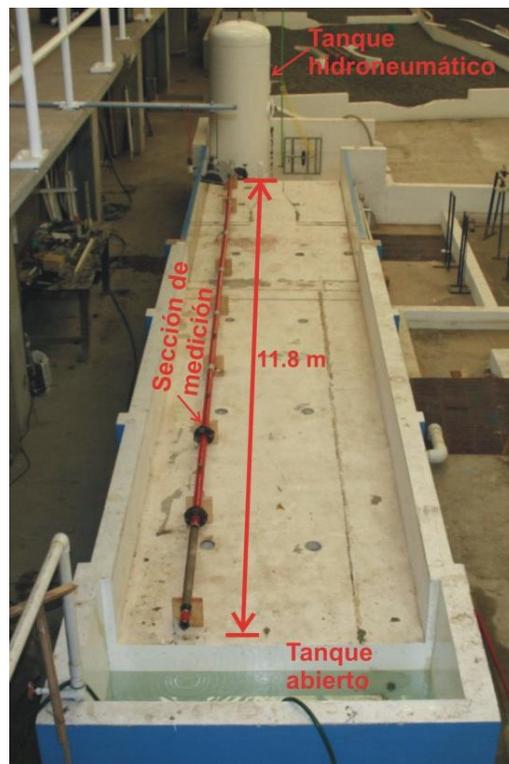


Figura 4.7. Dispositivo experimental.

## “FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO”

### CAPÍTULO 4. ANÁLISIS TEÓRICO-EXPERIMENTAL DEL FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Tres válvulas de esfera de  $\frac{1}{4}$  de giro fueron colocadas a 2.2, 3.45 y 4.7 metros aguas abajo del tanque hidroneumático, respectivamente. Este seccionamiento de la tubería, permitirá tener tres diferentes longitudes de columnas de agua y de aire, para generar diferentes escenarios durante las pruebas. En la figura 4.8 se muestran las válvulas utilizadas.



Figura 4.8. Izquierda: válvula de esfera de  $\frac{1}{4}$  de giro. Derecha: posición de las válvulas.

En el extremo aguas abajo de la tubería se colocaron tapones de hierro con orificios concéntricos de 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 y 20 milímetros de diámetro (ver figura 4.9), para controlar la velocidad a la cual es expulsado el aire y poder simular el llenado rápido de una alcantarilla con aire atrapado.

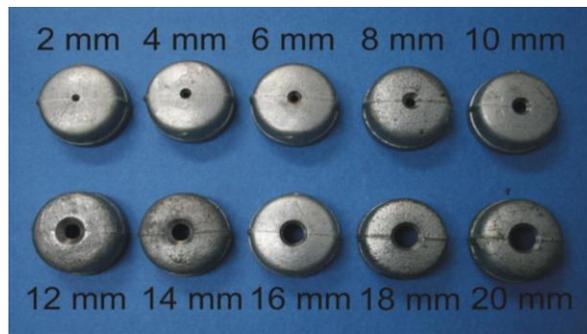


Figura 4.9. Tapones con orificios concéntricos utilizados en las pruebas.

Una bomba de 1hp (0,746 kW) de potencia se utilizó para recircular el agua desde el tanque abierto hacia el tanque hidroneumático a través de una tubería de PVC de 1" (0.0254 m) de diámetro, después de cada prueba.

Las sobrepresiones en el dispositivo fueron generadas al abrir rápidamente una de las válvulas esféricas. A lo largo de la sección de medición se colocaron 4 transductores de presión capaces de registrar sobrepresiones de 3447.5 kPa ó 351.43 mca (ver figura 4.10). Los sensores fueron conectados a un modulador y este a su vez a una tarjeta de adquisición de datos, para posteriormente almacenar los datos en el disco duro de una computadora.



Figura 4.10. Izquierda: transductores instalados en la sección de medición. Derecha: modulador y tarjeta de adquisición de datos

#### 4.4.1. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Para el análisis se estudiaron experimental y analíticamente las variaciones de presión producidas por el llenado rápido de una tubería horizontal. Los experimentos confirmaron que el aire atrapado en una tubería sometida a un llenado rápido puede producir fuertes sobrepresiones, cuando se produce la liberación del aire.

Durante los experimentos el rango completo de orificios  $d_o$  fue probado (2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 y 20 mm), para cuatro diferentes valores de carga hidráulica en el tanque hidroneumático  $H_o$  [137 kPa (20 psi ó 13.97 mca), 206 kPa (30 psi ó 21 mca), 275 kPa (40 psi ó 28 mca) y 343 kPa (50 psi ó 34.96 mca)] y tres columnas de agua con longitudes de  $x = 2.2$  m,  $x = 3.45$  m y  $x = 4.7$  m.

Las pruebas revelaron que pueden existir tres patrones de oscilación de presiones, en función del tamaño del orificio a través del cual es expulsado el aire. El desfaseamiento entre los resultados de las presiones calculadas y medidas, se debe a que el registro de presiones inició antes de abrir la válvula de esfera para generar el transitorio.

##### 4.4.1.1. Patrón tipo 1

Cuando el orificio es muy pequeño (2 mm en las pruebas), el efecto amortiguador de la bolsa de aire evita que la columna de agua impacte directamente contra el extremo final de la tubería y genere así fuertes presiones debidas al golpe de ariete. Sin embargo, las sobrepresiones que se generan son importantes, pudiendo superar en varias veces la presión operativa aguas arriba.

En este caso, el patrón de la onda de sobrepresión muestra un periodo prolongado y la presión máxima se mantiene relativamente constante para un volumen inicial de aire y carga aguas arriba determinados. En las figuras 4.11 a 4.13 se muestra el patrón antes descrito.

# “FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO”

## CAPÍTULO 4. ANÁLISIS TEÓRICO-EXPERIMENTAL DEL FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

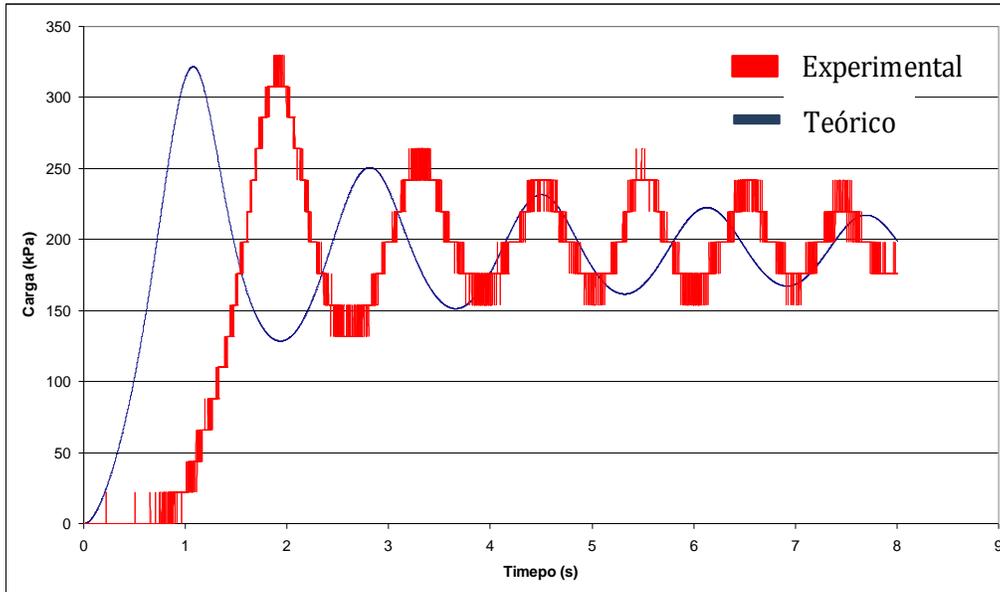


Figura 4.11. Patrón tipo 1,  $d_o = 2$  mm,  $H_0 = 206$  kPa,  $x = 2,2$  m.

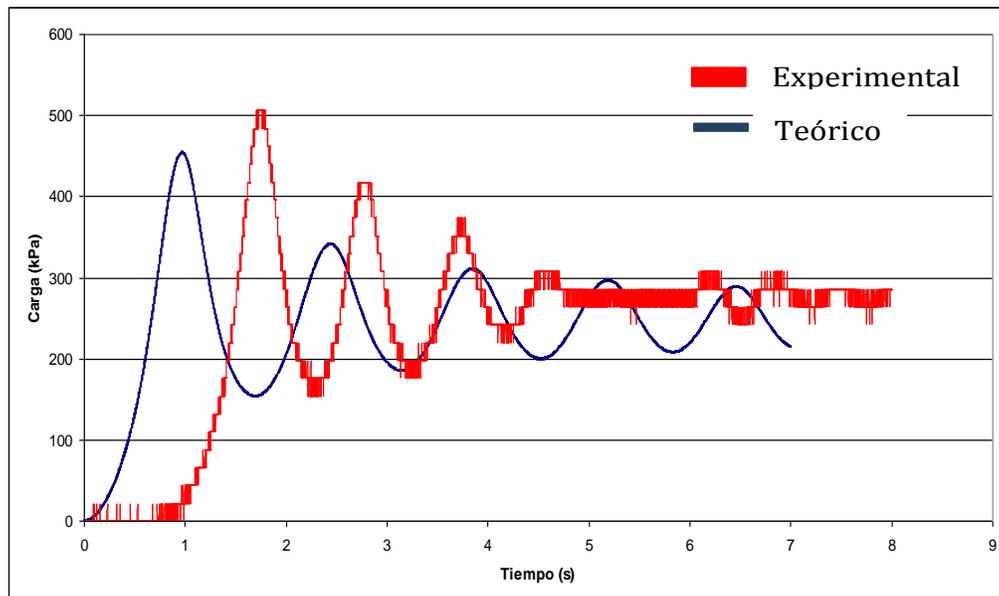


Figura 4.12. Patrón tipo 1,  $d_o = 2$  mm,  $H_0 = 275$  kPa,  $x = 3,45$  m.

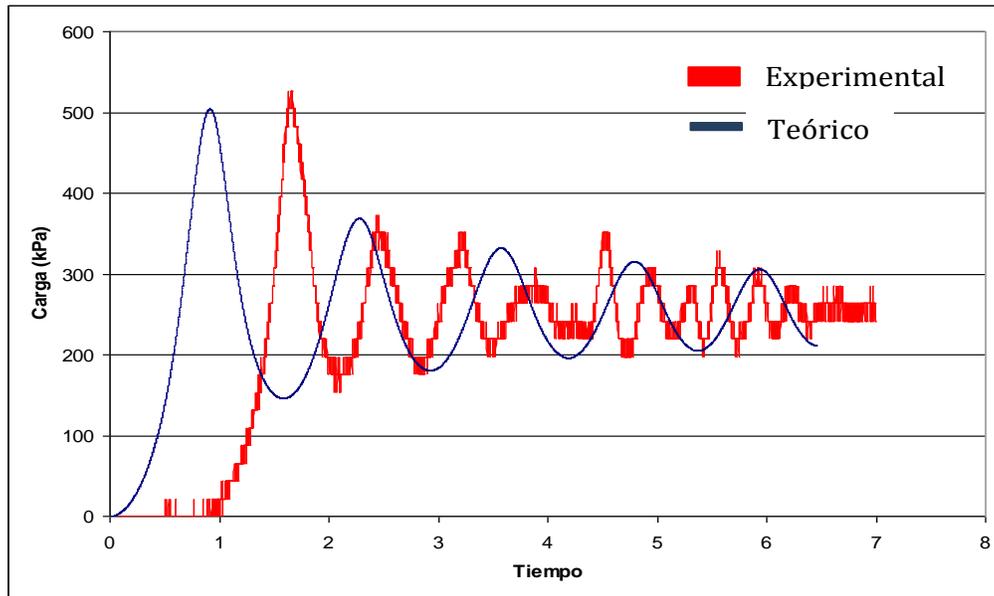


Figura 4.13. Patrón tipo 1,  $d_o = 2 \text{ mm}$ ,  $H_0 = 275 \text{ kPa}$ ,  $x = 4,7 \text{ m}$ .

#### 4.4.1.2. Patrón tipo 2

Para tamaños de orificios intermedios (4 mm a 6 mm en este caso), el patrón de oscilación de presiones consiste tanto en oscilaciones de período largo, mientras persiste la presencia de la bolsa de aire, seguidas por oscilaciones de presión de período corto, una vez que el efecto del golpe de ariete se hace predominante.

En estos casos, las presiones máximas observadas se incrementaron rápidamente con el aumento del tamaño del orificio, puesto que el tamaño de la bolsa de aire se redujo en la medida que la tasa de salida de aire se fue incrementando. El fenómeno arriba mencionado se observa en las figuras 4.14 a 4.16.

# “FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO”

## CAPÍTULO 4. ANÁLISIS TEÓRICO-EXPERIMENTAL DEL FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

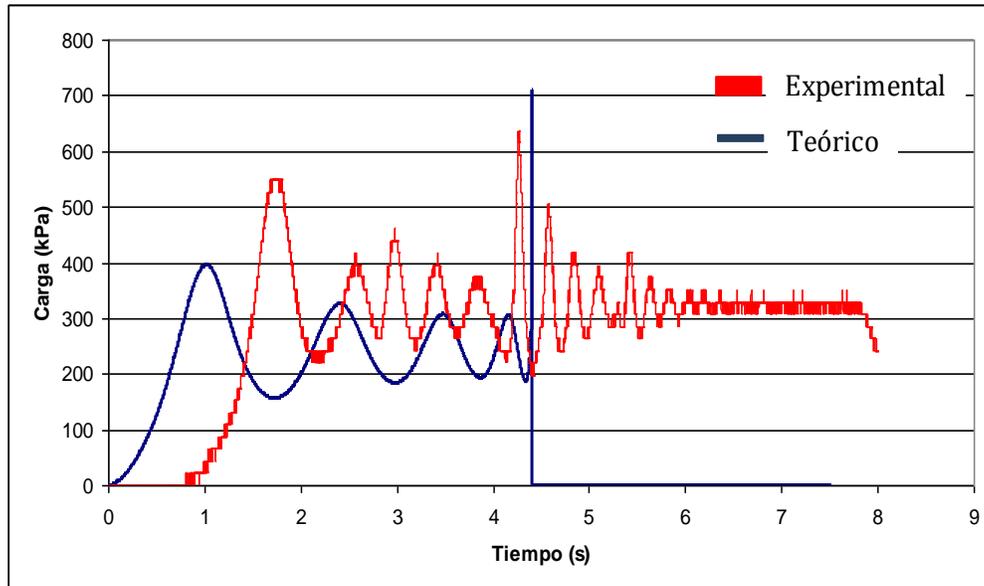


Figura 4.14. Patrón tipo 2,  $d_o = 4$  mm,  $H_0 = 343$  kPa,  $x = 2,2$  m.

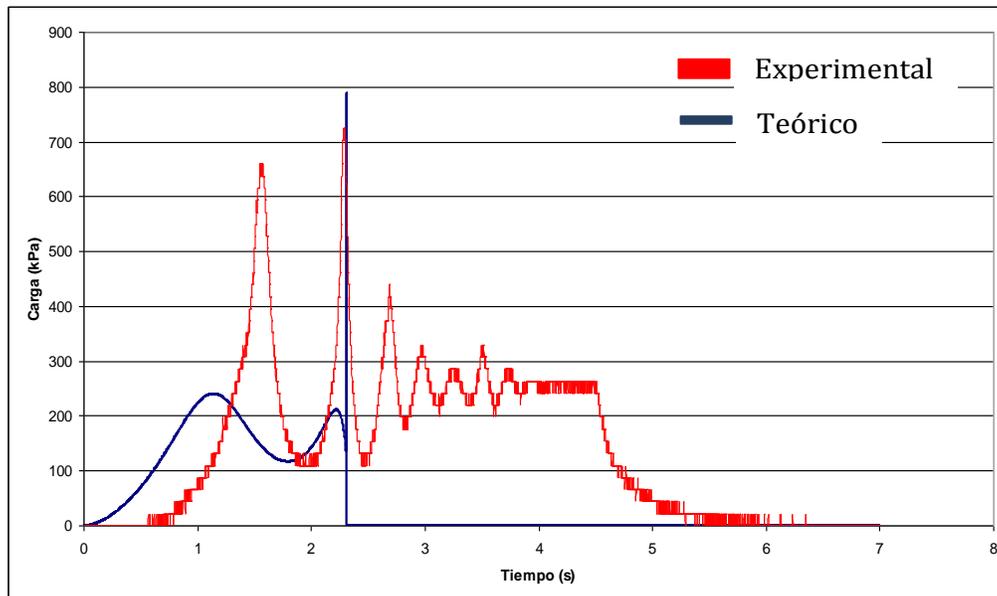


Figura 4.15. Patrón tipo 2,  $d_o = 6$  mm,  $H_0 = 275$  kPa,  $x = 3,45$  m.

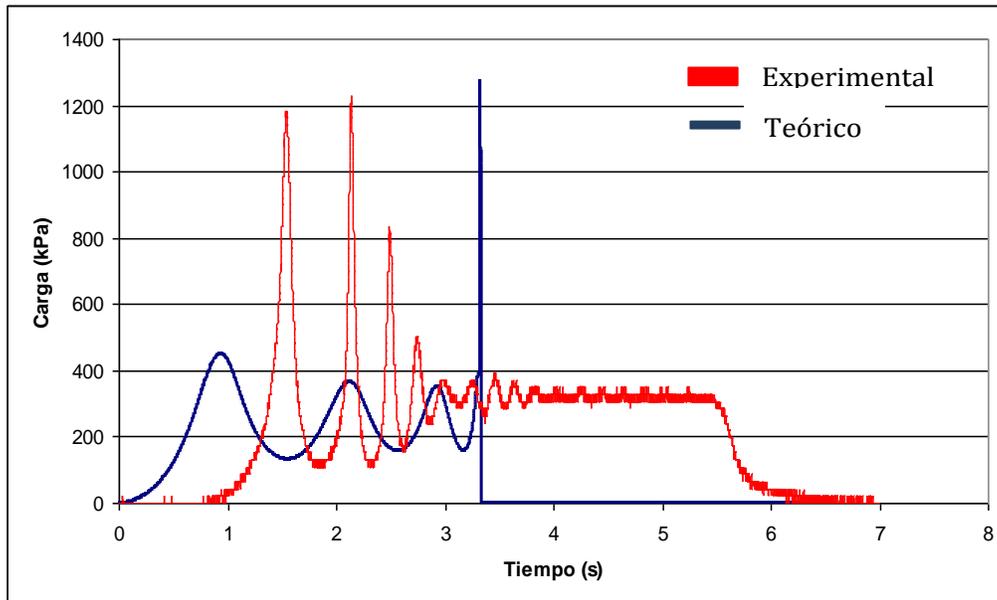


Figura 4.16. Patrón tipo 2,  $d_o = 4 \text{ mm}$ ,  $H_0 = 343 \text{ kPa}$ ,  $x = 4,7 \text{ m}$ .

#### 4.4.1.3. Patrón tipo 3

Cuando el tamaño del orificio es grande (8 mm a 20 mm), el efecto amortiguador del aire desaparece y en consecuencia la columna líquida impacta fácilmente contra el extremo final de la conducción, induciendo una sobrepresión por golpe de ariete. Tal como se observa de la figura 4.17 a la 4.22.

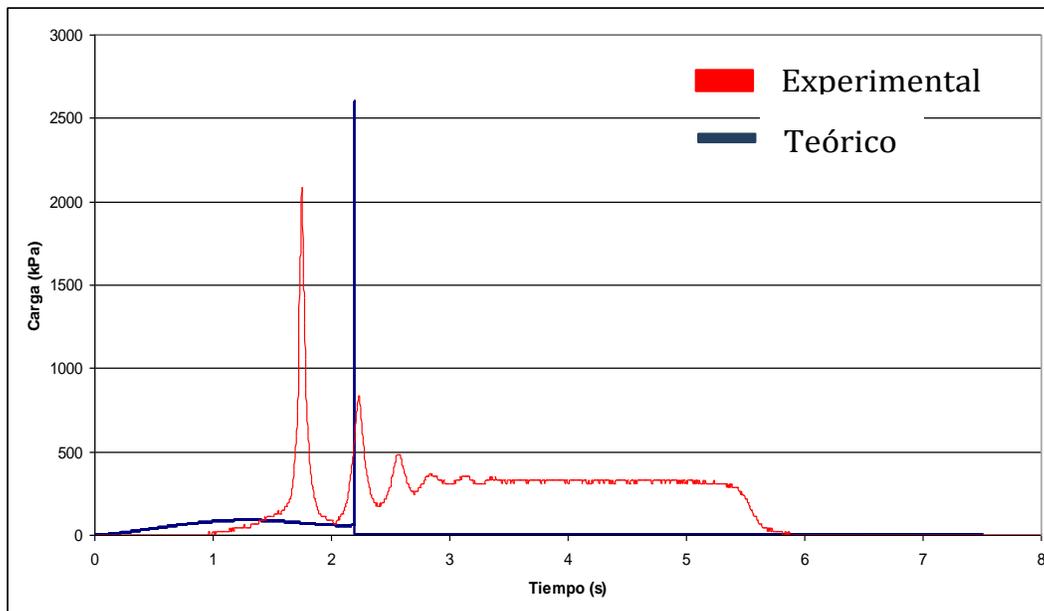


Figura 4.17. Patrón tipo 3,  $d_o = 8 \text{ mm}$ ,  $H_0 = 343 \text{ kPa}$ ,  $x = 2.2 \text{ m}$ .

# “FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO”

## CAPÍTULO 4. ANÁLISIS TEÓRICO-EXPERIMENTAL DEL FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

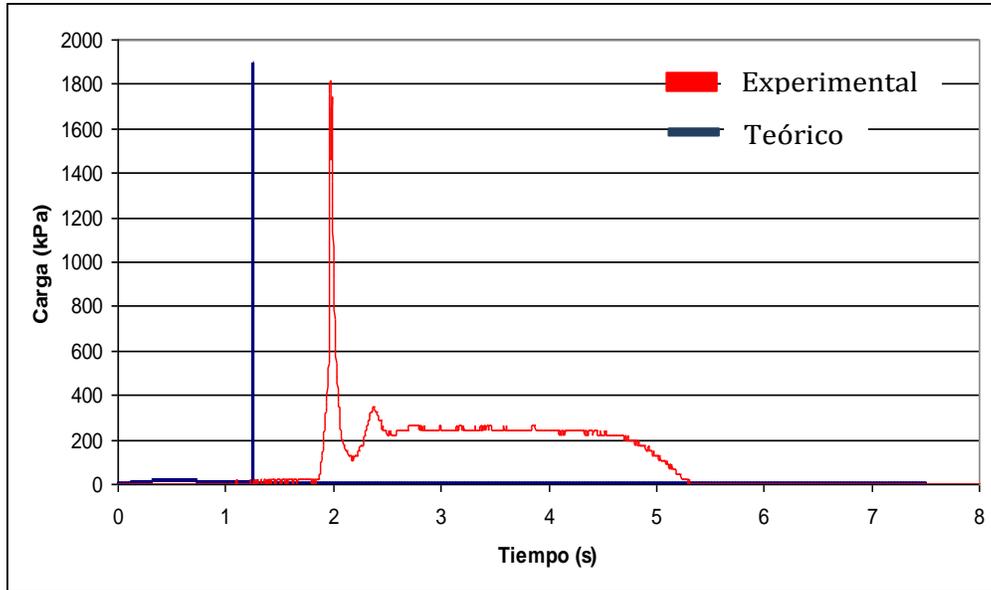


Figura 4.18. Patrón tipo 3,  $d_o = 16$  mm,  $H_0 = 275$  kPa,  $x = 2.2$  m.

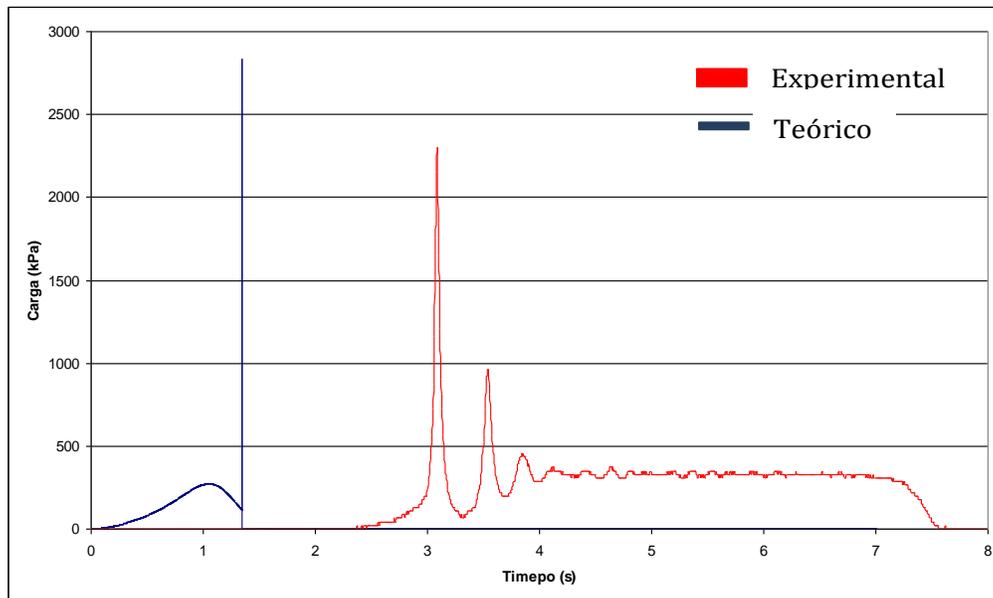


Figura 4.19. Patrón tipo 3,  $d_o = 8$  mm,  $H_0 = 343$  kPa,  $x = 3,45$  m.

# “FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO”

## CAPÍTULO 4. ANÁLISIS TEÓRICO-EXPERIMENTAL DEL FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

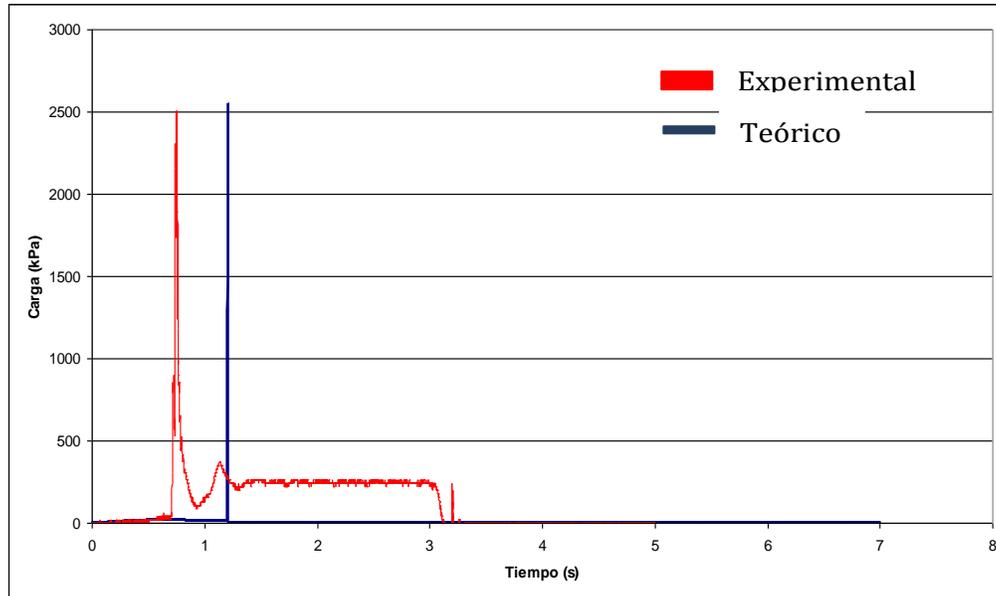


Figura 4.20. Patrón tipo 3,  $d_o = 14 \text{ mm}$ ,  $H_0 = 275 \text{ kPa}$ ,  $x = 3,45 \text{ m}$ .

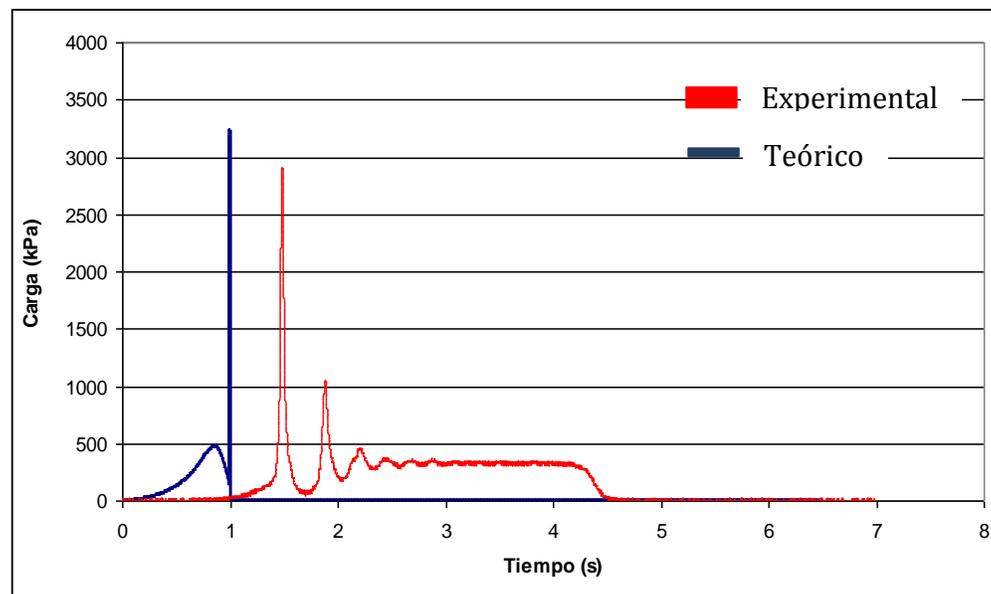


Figura 4.21. Patrón tipo 3,  $d_o = 8 \text{ mm}$ ,  $H_0 = 343 \text{ kPa}$ ,  $x = 4,7 \text{ m}$ .

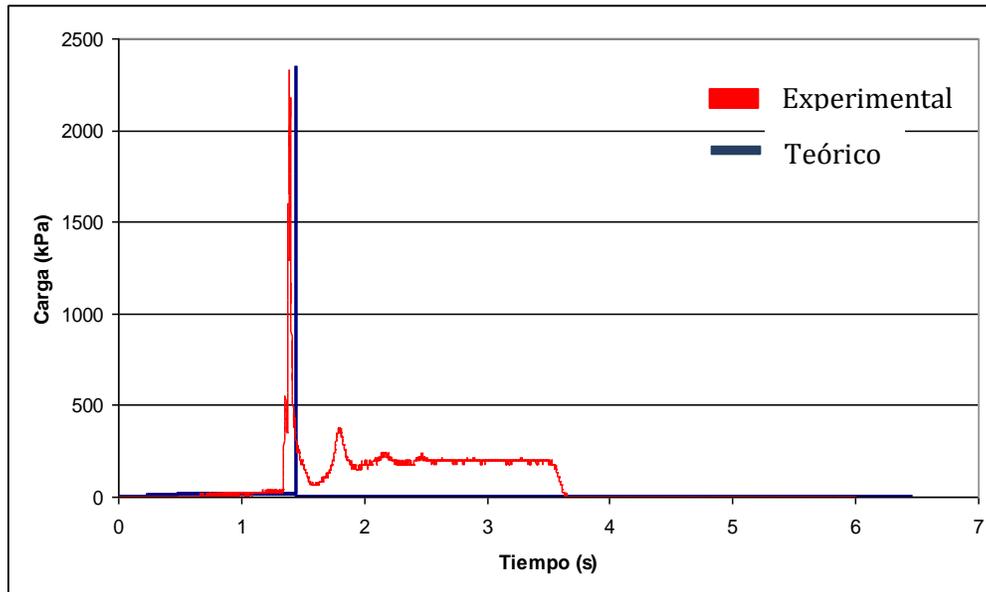


Figura 4.22. Patrón tipo 3,  $d_o = 12$  mm,  $H_0 = 206$  kPa,  $x = 4,7$  m.

#### 4.5. ENSAYOS CUALITATIVOS CON TUBOS DE CONCRETO SIN ARMADO

Se llevaron a cabo pruebas experimentales de tipo cualitativo en el dispositivo físico substituyendo un tramo de la tubería en su extremo aguas abajo por una de concreto sin armado. Se grabaron varios videos donde se observa como ocurre la ruptura de ésta.

Las primeras pruebas se realizaron con una presión de  $H_0 = 13.79$  kPa ó 1.4 mca, un orificio de  $d_o = 2$  mm y una columna de agua con longitud  $x = 2.2$  m. Se probó esta condición ya que es la más favorable en el dispositivo experimental, debido a que la columna de aire es de 9.8 m de longitud y el orificio permite una expulsión lenta del aire, lo que ayudó a amortiguar la sobrepresión. Sin embargo, esta presión fue suficiente para que el tubo sufriera una ruptura y el techo del mismo se levantara. La falla del tubo en el dispositivo experimental se observa en la figura 4.23.

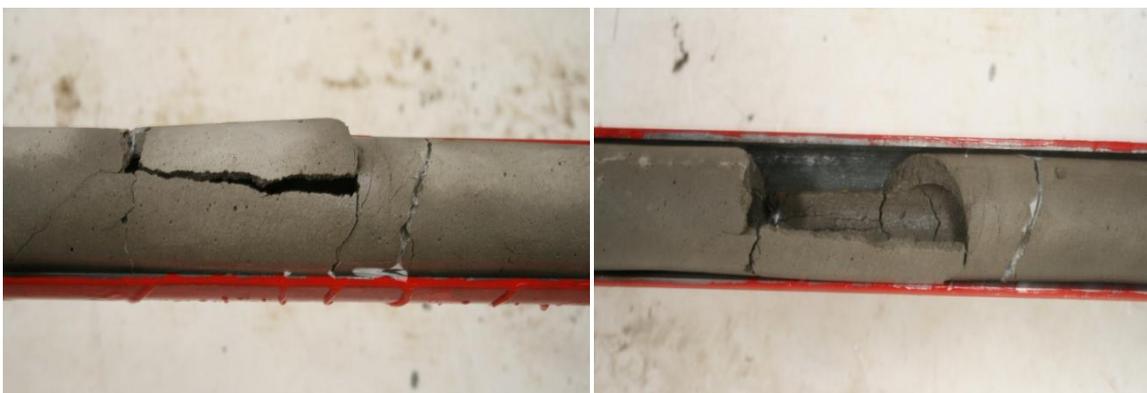


Figura 4.23. Izquierda: Ruptura y levantamiento de la clave del tubo. Derecha: Falla del tubo vista en planta.

## “FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO”

### CAPÍTULO 4. ANÁLISIS TEÓRICO-EXPERIMENTAL DEL FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

En una segunda prueba la presión en el tanque hidroneumático fue de  $H_0 = 27.58$  kPa ó 2.81mca con el mismo orificio y longitud de columna líquida ( $d_o = 2$  mm y  $x = 2.2$  m). Bajo estas condiciones el tubo falló de forma similar que en el caso anterior, tal como se muestra en las figuras 4.24 a 4.27.



Figura 4.24. Inicio de la ruptura y de la fuga de agua en el tubo de concreto.



Figura 4.25. Inicia el levantamiento de la clave del tubo debido a la sobrepresión.



Figura 4.26. Desprendimiento de un fragmento del techo de la tubería, seguido de una importante fuga de agua.

# “FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO”

## CAPÍTULO 4. ANÁLISIS TEÓRICO-EXPERIMENTAL DEL FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO



Figura 4.27. Falla del tubo vista en planta.

Con una presión de prueba de  $H_0 = 68.95$  kPa ó 7 mca y los mismos diámetros de orificio y columna de agua, el tubo experimentó una falla parecida a la de los dos casos anteriores

En este caso los fragmentos del tubo volaron por el aire, aproximadamente un segundo después de abrir la válvula de esfera. En la siguiente secuencia fotográfica se muestra el fenómeno observado. (Figuras 4.28 y 4.29).

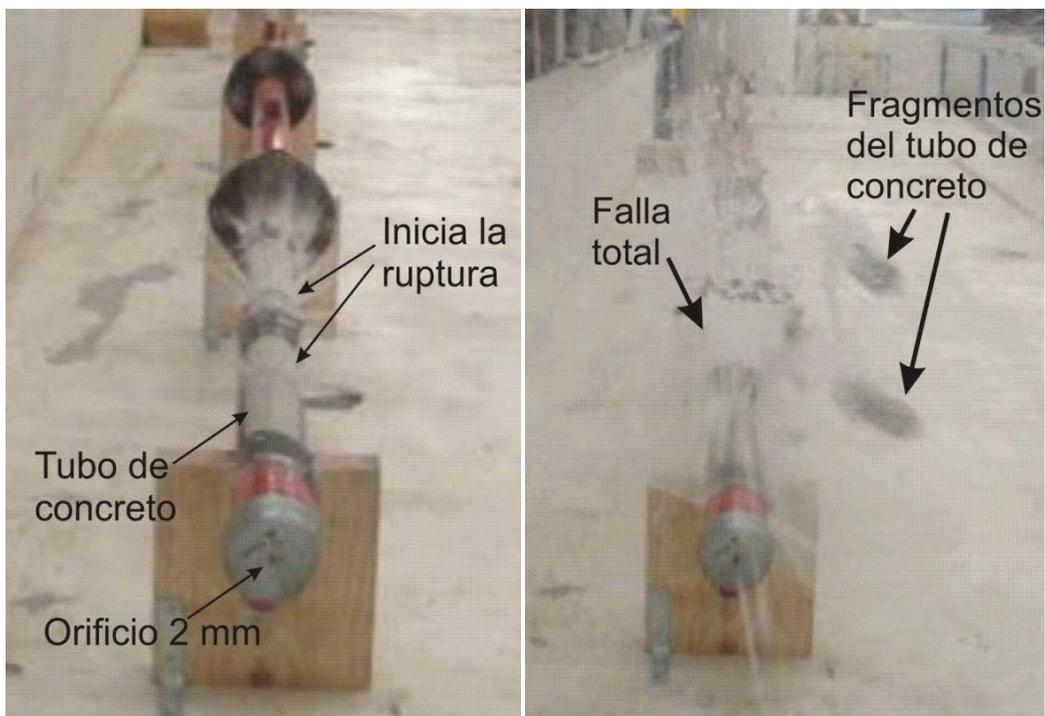
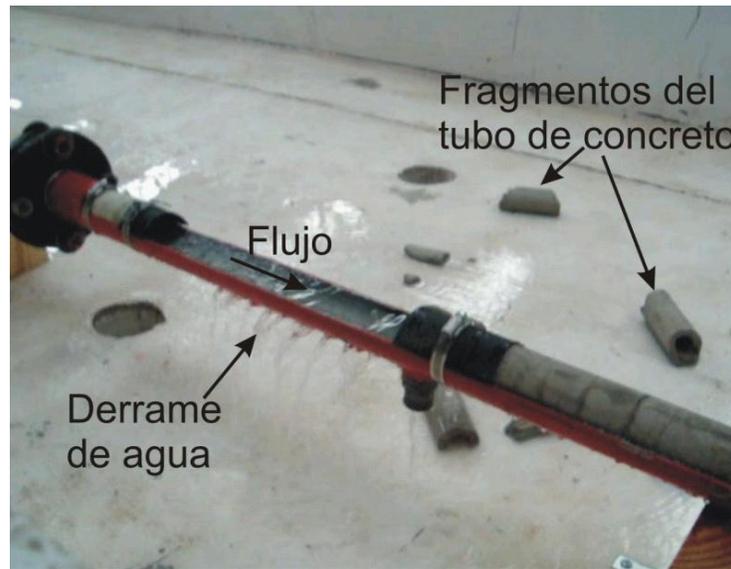


Figura 4.28. Izquierda: inicia la ruptura y fuga de agua para  $H_0 = 68.95$  kPa ó 7 mca,  $d_0 = 2$  mm y  $x = 2.2$  m. Derecha: falla total del tubo de concreto.



*Figura 4.29. Derrame de agua después de la falla.*

Es importante mencionar que durante los ensayos de la ruptura de los tubos de concreto, no se pudieron hacer mediciones de presiones, cuando las presiones de prueba en el tanque hidroneumático eran menores a 137 kPa ó 14.06 mca, debido a que los sensores no son capaces de registrar presiones de esta magnitud.

## **CAPÍTULO 5**

### **ANÁLISIS DE LA FALLA DE UN CONDUCTO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO COMBINADO**

#### **5.1. INTRODUCCIÓN**

Las fallas en las redes de alcantarillado no son tan comunes como las ocurridas en las redes de agua potable, sin embargo sus efectos perjudiciales pueden resultar aún mayores si se considera, además de las afectaciones materiales, los daños a la salud de las personas. Es por ello que cuando aconteció una lluvia extraordinaria al norponiente de la Ciudad de México y un túnel emisor presentó una grave falla que afectó a un gran sector de la población, se buscó dar respuesta a las posibles causas de dicho fenómeno.

En capítulos anteriores se ha comentado sobre los efectos perjudiciales del aire atrapado en conductos de aguas residuales, así como la importancia que han cobrado como causantes de fallas graves en los mismos. Es entonces donde se plantea que la presencia de aire atrapado en el emisor antes mencionado sumado a una fuerte precipitación, potenciaron que éste se fracturara, dejando fluir agua residual sobre una zona urbanizada afectando así a la población de manera importante.

Para analizar si la presencia de aire atrapado en el emisor provocó que éste fallara y las aguas residuales inundaran las colonias aledañas, se realizaron simulaciones mediante el modelo numérico presentado en el capítulo 4, para calcular las sobrepresiones que posiblemente se presentaron en el conducto y así conocer sus valores máximos.

Asimismo, se presentan las simulaciones realizadas desde la perspectiva estructural sobre el mismo fenómeno con ayuda de un programa comercial basado en el método del elemento finito, siendo el objetivo principal del estudio determinar las causas del daño en el ducto y la presión interna necesaria para que se produjera la falla.

De esta forma se pretende equiparar los resultados de ambos estudios para encontrar similitudes entre ellos.

#### **5.2. ANÁLISIS DE LA FALLA CUANDO EXISTE AIRE ATRAPADO**

El modelo numérico descrito en el capítulo anterior fue utilizado para calcular las sobrepresiones que podrían haber generado la falla en un conducto de aguas residuales. En este modelo sólo se consideró la sección transversal circular del conducto, el diámetro usado durante las simulaciones fue de 5.2 m. Para los cálculos se supuso que la bolsa de aire inicia exactamente en el punto donde ocurrió la falla, tal como se muestra en la figura 5.1. En caso de incrementarse el volumen de la bolsa de aire, ésta crecerá hacia aguas arriba.

Para el análisis de las sobrepresiones se contempló que el túnel pudo trabajar presurizado, desde la estructura de entrada del río aguas arriba y 500 metros hacia aguas arriba desde la estructura de entrada de aguas abajo (ver figura 5.1). Para los cálculos se considera que la pared de agua es vertical e impide el movimiento de la bolsa de aire, actuando como una tapa ciega y permitiendo que la bolsa sea comprimida fácilmente por la columna de agua proveniente desde el río aguas abajo.

Los cálculos se realizaron considerando la longitud del conducto igual a  $L = 1950$  m y una carga  $H_0 = 7,5$  m, que fue el nivel de agua alcanzado en el río aguas arriba. La variable  $X$  representa la longitud de la columna de agua que se mueve hacia la bolsa de aire y  $L_{\text{Bolsa de aire}}$  es la longitud de la bolsa de aire.

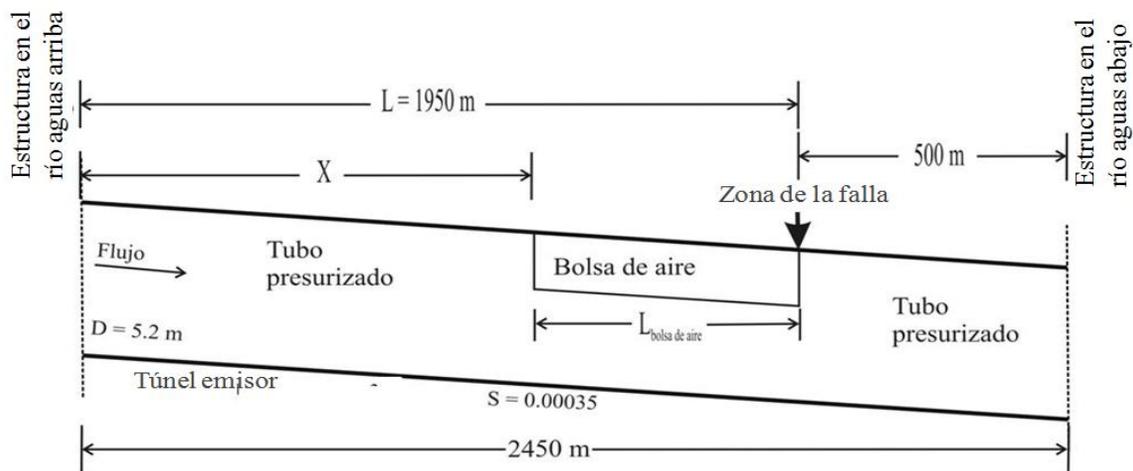


Figura 5.1. Esquema que indica las variables utilizadas en el análisis.

Para la primera simulación se consideró una columna de agua con una longitud  $X = 20$  m; es decir, se tiene una bolsa de aire con 1930 metros de longitud. Los resultados se pueden observar en la figura 5.2. Es evidente el efecto amortiguador es muy similar al patrón tipo 1 observado en los resultados de laboratorio. Sin embargo, la sobrepresión máxima generada fue importante, 11.63 mca (metros de columna de agua).

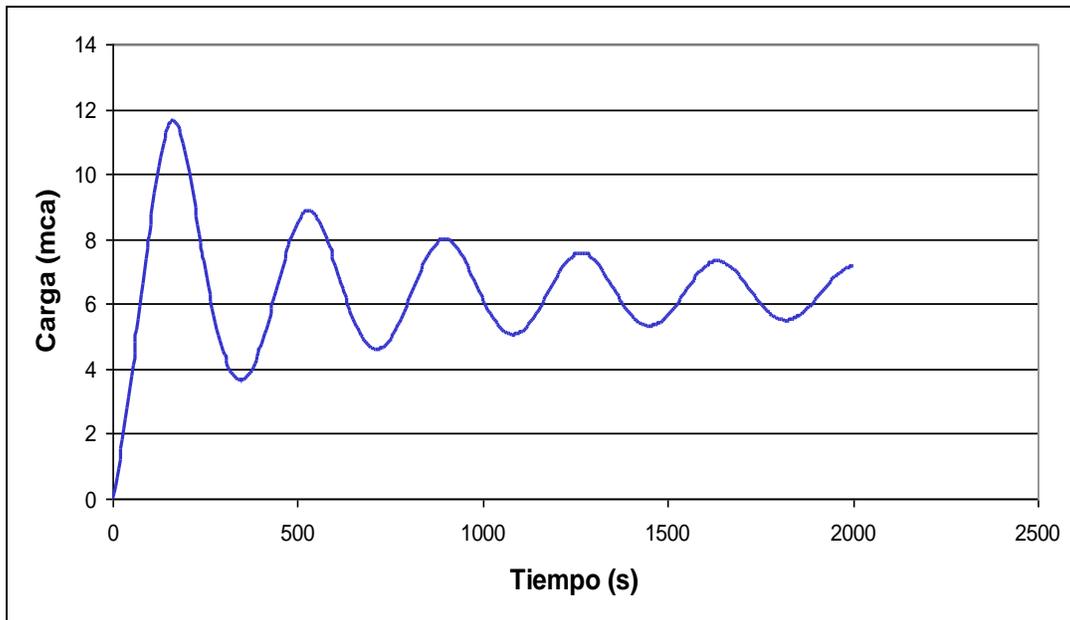


Figura 5.2. Sobrepresión alcanzada en el emisor a la altura de la falla con  $X = 20$  m y  $L_{\text{Bolsa de aire}} = 1930$  m.

En otras simulaciones se incrementó la longitud de la columna de agua  $X$ , causando un incremento de la presión. En el caso donde se tuvo que  $X = 1945$  m, el patrón de presiones se comportó como el patrón tipo 3 observado en el dispositivo experimental implementado en el laboratorio de hidráulica; es decir, se presentó un incremento brusco de presión causado por la poca cantidad de aire acumulado. En este caso particular, la sobrepresión máxima fue de 19.22 mca y ocurrió a los 16 segundos de iniciada la simulación (figura 5.8).

En las figuras 5.3 a 5.8 se muestra la memoria gráfica de los resultados de varias simulaciones realizadas incrementando la longitud de la columna de agua y en consecuencia, disminuyendo el tamaño de la bolsa de aire. Es notorio el aumento de presión en el túnel, cuando es menor el volumen de la bolsa de aire ya que ella puede ser comprimida fácilmente por la baja densidad del aire.

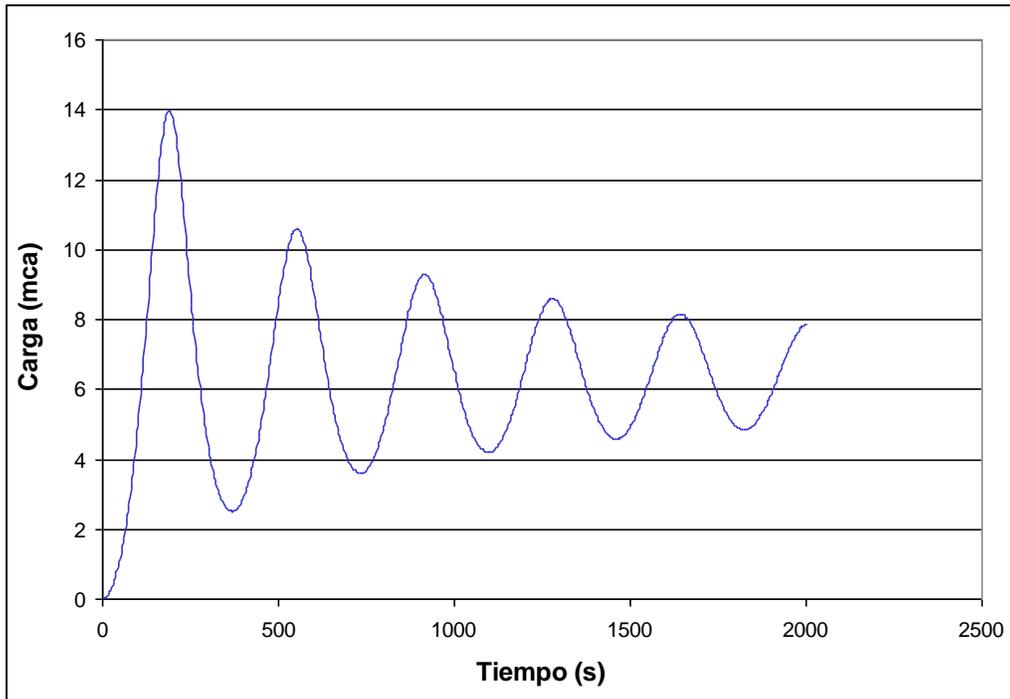


Figura 5.3. Sobrepresión alcanzada en el emisor a la altura de la falla  $X = 975$  m,  $L_{Bolsa\ de\ aire} = 975$  m.

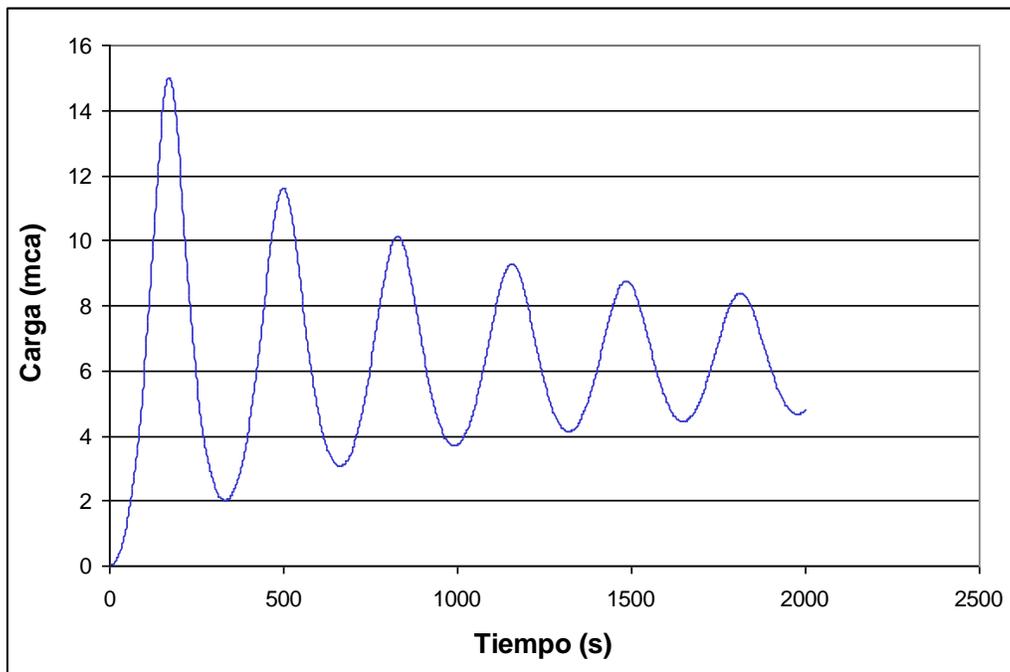


Figura 5.4. Sobrepresión alcanzada en el emisor a la altura de la falla con  $X = 1250$  m,  $L_{Bolsa\ de\ aire} = 700$  m.

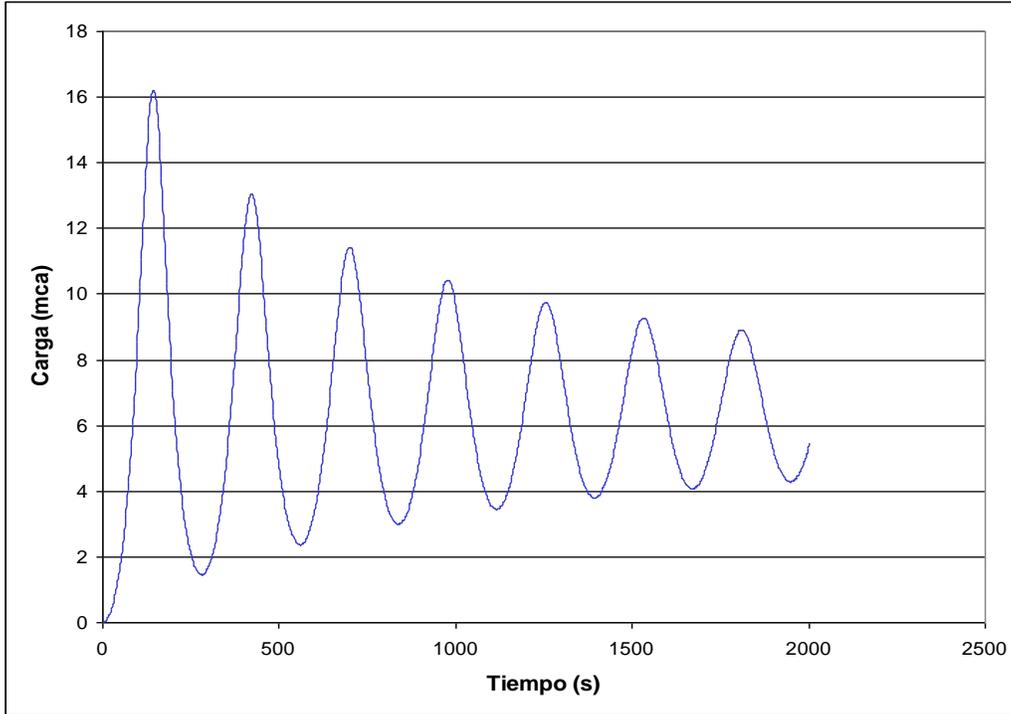


Figura 5.5. Sobrepresión alcanzada en el emisor a la altura de la falla con  $X = 1500$  m,  $L_{Bolsa\ de\ aire} = 450$  m.

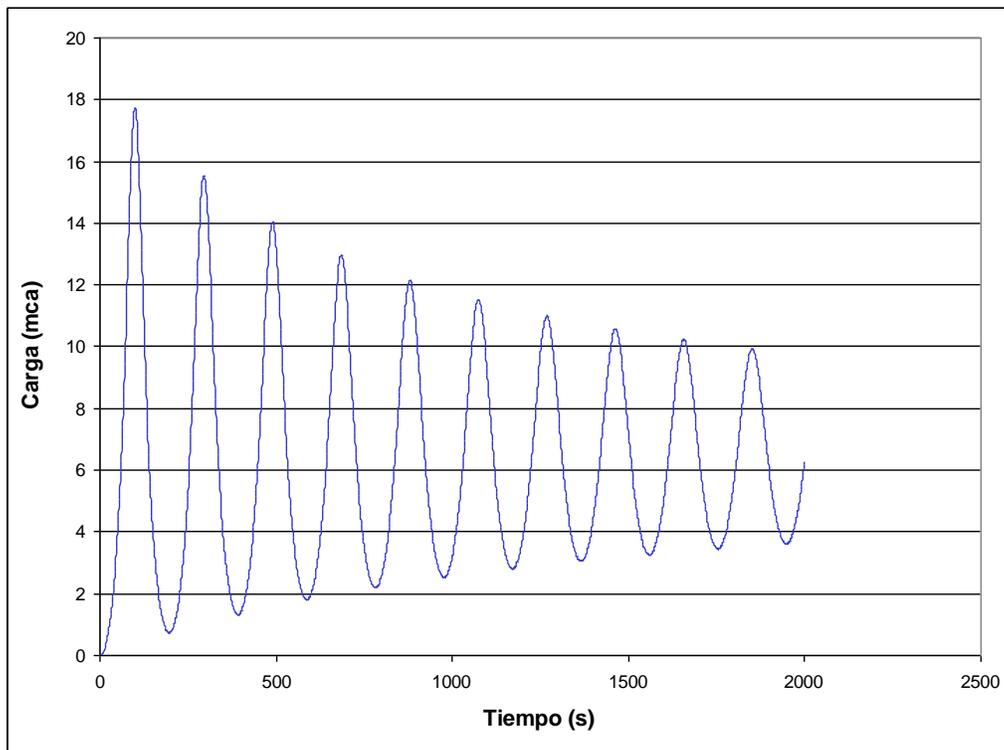


Figura 5.6. Sobrepresión alcanzada en el emisor a la altura de la falla con  $X = 1750$  m,  $L_{Bolsa\ de\ aire} = 200$  m.

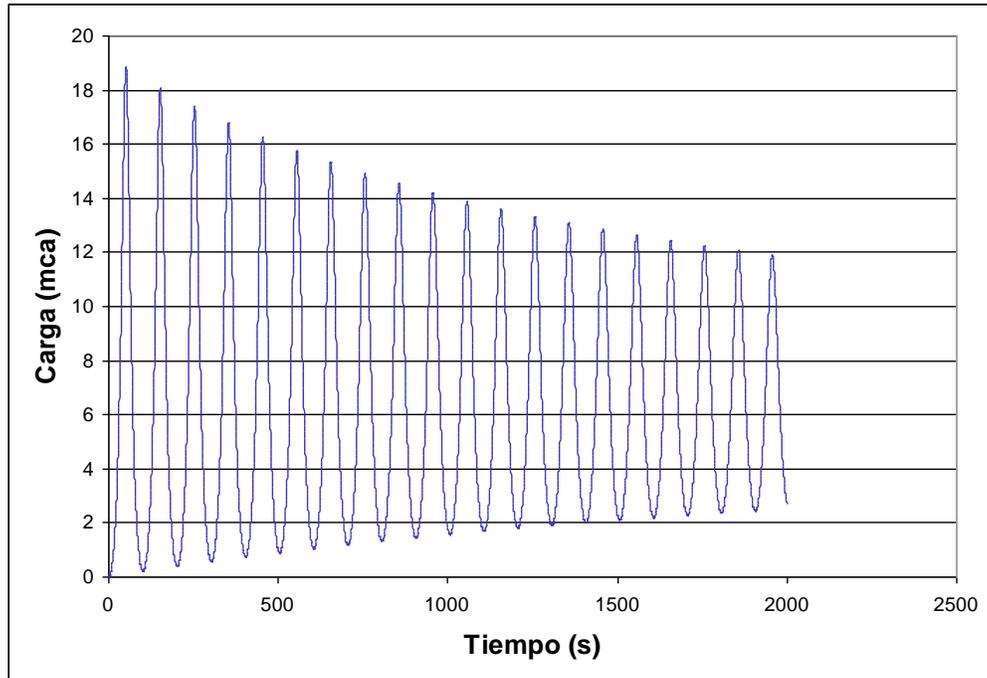


Figura 5.7. Sobrepresión alcanzada en el emisor a la altura de la falla con  $X = 1900$  m,  $L_{Bolsa\ de\ aire} = 50$  m.

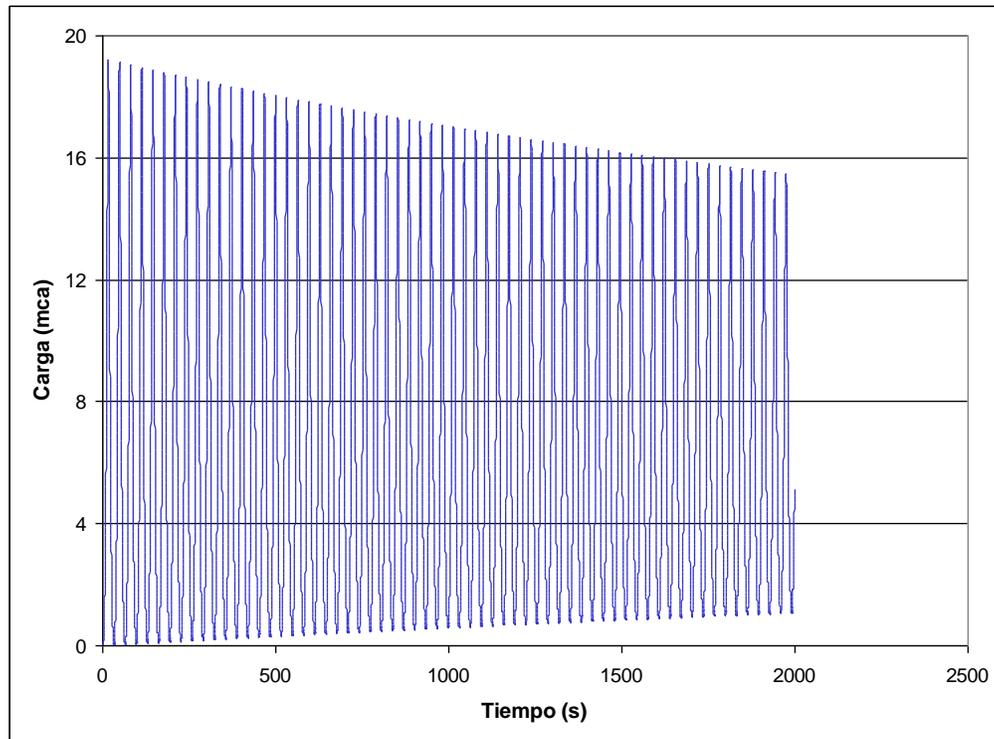


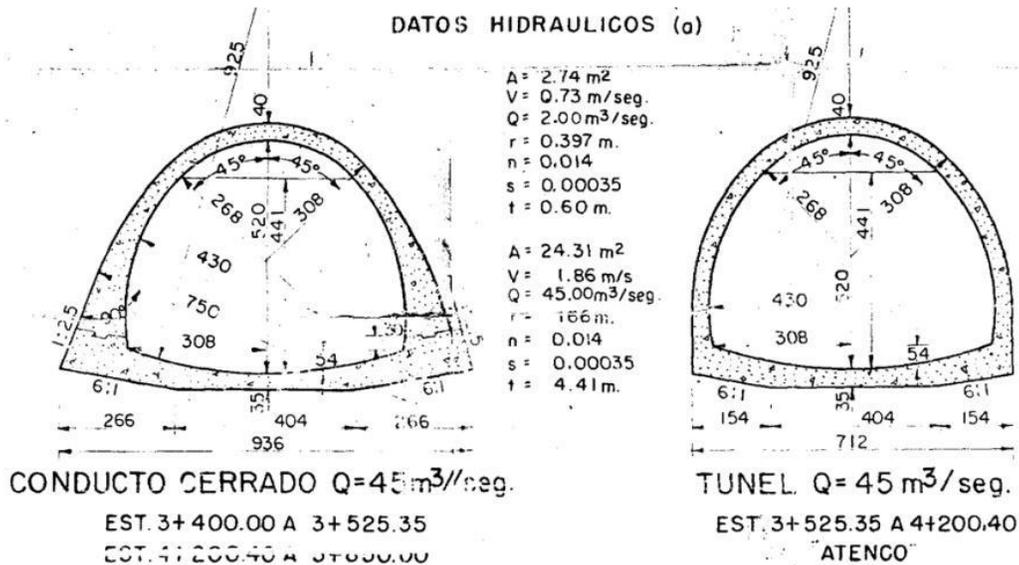
Figura 5.8. Sobrepresión alcanzada en el emisor a la altura de la falla con  $X = 1945$  m,  $L_{Bolsa\ de\ aire} = 5$  m.

### 5.3. ESTUDIOS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL PARA EL DIAGNÓSTICO Y REHABILITACIÓN DE LOS TRAMOS CON BÓVEDA DE CONCRETO DEL EMISOR

El Instituto de Ingeniería elaboró un estudio que permitiera identificar las principales causas de la ruptura del emisor mencionado. En forma particular, en este estudio se busca realizar un diagnóstico de la falla estructural del ducto, estableciendo el mecanismo de falla del mismo. Para esto se desarrollaron modelos no lineales de elemento finito de las secciones del ducto. Dichos modelos también fueron usados para determinar la presión interna necesaria para producir la falla.

#### 5.3.1. DESCRIPCIÓN DE LA SECCIÓN DEL DUCTO

Estructuralmente hablando, el emisor en estudio está formado por dos tipos de secciones diferentes: túnel y conducto cerrado (figura 5.9). Las secciones denominadas túnel presentan una continuidad estructural haciendo que toda la sección trabaje en conjunto, precisamente como un túnel. La sección del túnel es del denominado de herradura y presenta tres dimensiones diferentes, las cuales corresponden al gasto hidráulico para el cual cada una de ellas fue diseñada (30, 45 y 80 m<sup>3</sup>/s). Estas secciones no presentaron daño estructural durante el evento, por lo que no serán estudiadas en este trabajo.



*Figura 5.9. Esquema de las diferentes secciones del emisor en estudio.*

Los conductos cerrados también tienen forma de herradura y presentan dos geometrías diferentes según su gasto de diseño (45 y 80 m<sup>3</sup>/s). Estas secciones están formadas por una plantilla de concreto, sobre la cual se encuentra apoyado un arco de concreto sin refuerzo, que da forma al ducto. Entre la plantilla y el arco no hay continuidad estructural, pues la junta entre ellos es simplemente concreto sobre concreto. La junta es de tipo machihembrado con lo cual se pretende evitar deslizamientos de la misma (figura 5.9).

En este trabajo se estudiará el conducto cerrado con la geometría para un gasto de  $45 \text{ m}^3/\text{s}$  (figura 5.10).

La figura 5.11 muestra una vista general de la zona colapsada, donde se observa la falla de la mitad del arco que forma la sección cerrada, presentando un agrietamiento a todo lo largo de la clave. Así mismo se observa la falta de acero de refuerzo a lo largo de toda la sección.

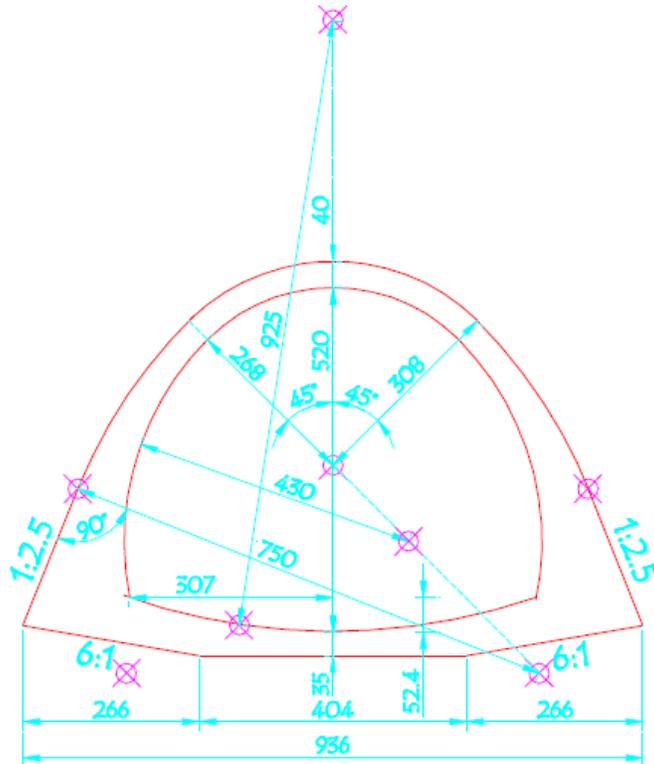


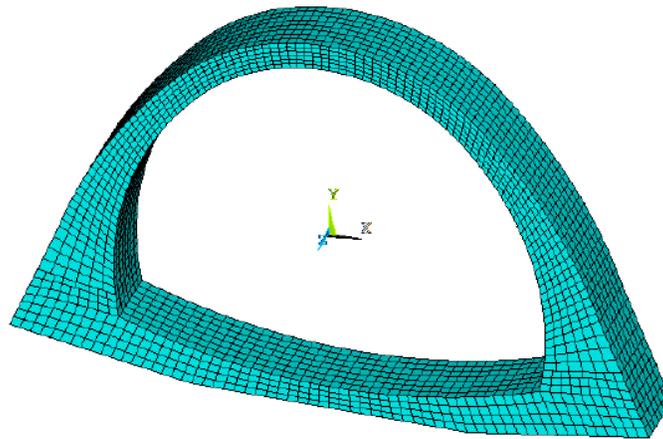
Figura 5.10. Geometría del conducto cerrado para un gasto de  $45 \text{ m}^3/\text{s}$ .



*Figura 5.11. Vista general de la sección colapsada.*

### 5.3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS

Los modelos numéricos se realizaron con el Método del Elemento Finito (MEF), mediante el programa comercial ANSYS (2006). Si bien se analizó únicamente una sección, el modelo que se realizó utilizó elementos tridimensionales, tomando un ancho unitario de 1 metro (figura 5.12). Esto con el fin de poder utilizar el elemento sólido de 8 nodos SOLID65 (ANSYS, 2006). Este elemento, llamado también “sólido de concreto reforzado”, permite modelar estructuras de concreto con o sin barras de refuerzo. La ley constitutiva asociada a este elemento permite que el sólido falle por agrietamiento a tensión o por aplastamiento a compresión, lo que permite modelar el comportamiento del concreto. El acero de refuerzo se considera disperso a lo largo de todo el elemento, mediante una relación de volúmenes (cuantía de acero).



*Figura 5.12. Modelo de elementos finitos de la sección estudiada.*

Las juntas se modelaron mediante elementos de contacto tipo TARGE170 y CONTA173, los cuales permiten tener modelos de elemento finito discontinuos. Para poder modelar la junta es necesario definir una superficie de “contacto” (mediante los elementos CONTA173) y una superficie “objetivo” (mediante los elementos TARGE170). Las características de estos elementos permiten modelar la junta de forma sencilla considerando su comportamiento mecánico. Las características más relevantes son las siguientes:

- Permite la apertura o cierre de las juntas, así como el deslizamiento.
- Cuando la junta está cerrada existe transmisión de esfuerzos de compresión y cortante, pero no de tensión.
- Cuando la junta se encuentra abierta no existe transmisión de esfuerzos de ningún tipo.
- La transmisión de esfuerzos cortantes se da mediante fricción, de acuerdo con una ley tipo Coulomb.
- Puede detectar cambios en la geometría debido al movimiento relativo de los elementos que conforman la junta.

Cabe hacer notar que, al utilizar elementos de contacto, el modelo deja de ser continuo en la zona de la junta, por lo que se tiene un modelo discreto. De este modo, los análisis son no lineales, independientemente del tipo de material asignado a los elementos sólidos. Esta discontinuidad se puede observar en el mallado del elemento, el cual deja de ser continuo precisamente en la zona de la junta, como se muestra en la figura 5.12. El modelo consta de 9,196 nodos y 6,760 elementos sólidos y 282 elementos de contacto.

No se tiene el dato de las características mecánicas del concreto que forma la sección. Sin embargo, para un primer análisis se consideró un concreto sin refuerzo con una resistencia a la compresión  $f_c$  de 150 kg/cm<sup>2</sup>. Las demás características mecánicas se obtuvieron a partir de la resistencia mediante las fórmulas (ecuaciones 5.1 y 5.2) propuestas por las Normas Técnicas para un concreto clase II (NTC-C, 2004):

$$E = 8000\sqrt{f'_c} \quad (5.1)$$

$$f_t = 1.2\sqrt{f'_c} \quad (5.2)$$

donde  $E$  es el módulo de elasticidad y  $f_t$  es la resistencia a la tensión. De las ecuaciones 5.1 y 5.2 resulta que el módulo de elasticidad  $E$  es de 97,980 kg/cm<sup>2</sup>; la resistencia a la tensión  $f_t$  de 15 kg/cm<sup>2</sup>; y un peso volumétrico  $\gamma$  de 2 t/m<sup>3</sup>.

### 5.3.3. RESULTADOS DE LOS MODELOS

Con el fin de comparar diversos tipos de comportamiento se realizaron cuatro modelos diferentes:

- **Sin Junta.** En este modelo el conducto cerrado se modeló sin la junta, con el fin de observar el comportamiento que hubiera tenido en el caso de que hubiera habido continuidad estructural.
- **Junta Plana.** La junta se modela sin el machihembrado con el fin de observar si éste influye en el comportamiento de la sección.
- **Junta Original.** El modelo presenta la junta real de la sección.
- **Con suelo.** El conducto cerrado no se encuentra descubierto, sino tiene un recubrimiento de suelo. En este modelo, este suelo se modeló con el fin de observar la influencia del peso del suelo en el comportamiento del túnel.

### 5.3.3.1. Modelo sin junta

Con el fin de observar el comportamiento de la sección en el caso de que hubiera habido continuidad estructural en la sección, se realizó un primer modelo considerando la sección sin junta. La sección, al no estar reforzada, falla frágilmente mediante un agrietamiento a tensión en toda la sección; es decir, no se forma un mecanismo de colapso. **La presión necesaria para llegar a la falla es de 8.5 t/m<sup>2</sup>.** La figura 5.13 muestra la sección deformada y la distribución de esfuerzos en el instante antes de la falla. Se observa que las paredes laterales se abren debido a la presión, haciendo que la clave del arco baje de manera uniforme, presentando agrietamientos debidos a la tensión por el intradós, mientras que el extradós se encuentra a compresión.

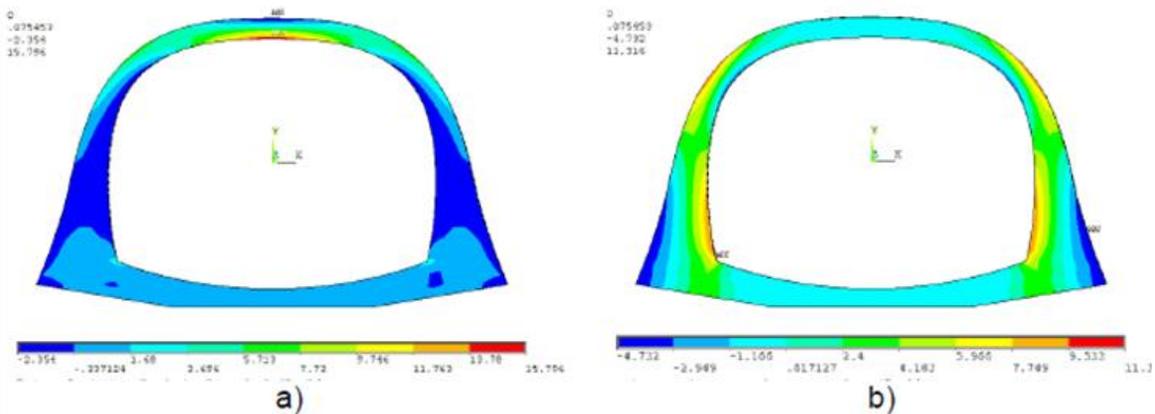


Fig 5.13. Sección sin junta. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm<sup>2</sup>): a) horizontales; b) verticales.

### 5.3.3.2. Modelo con junta plana

El segundo modelo que se realizó fue considerando la junta sin el machihembrado que tiene. En este caso, se forma un mecanismo de colapso cuando la fricción de la junta es rebasada por la presión interna, haciendo que las paredes laterales se abran. Esto hace que la clave del arco baje, presentando agrietamiento debido a la tensión en el intradós (figura 5.14). **La presión necesaria para que se forme el mecanismo es de 2.2 t/m<sup>2</sup>.**

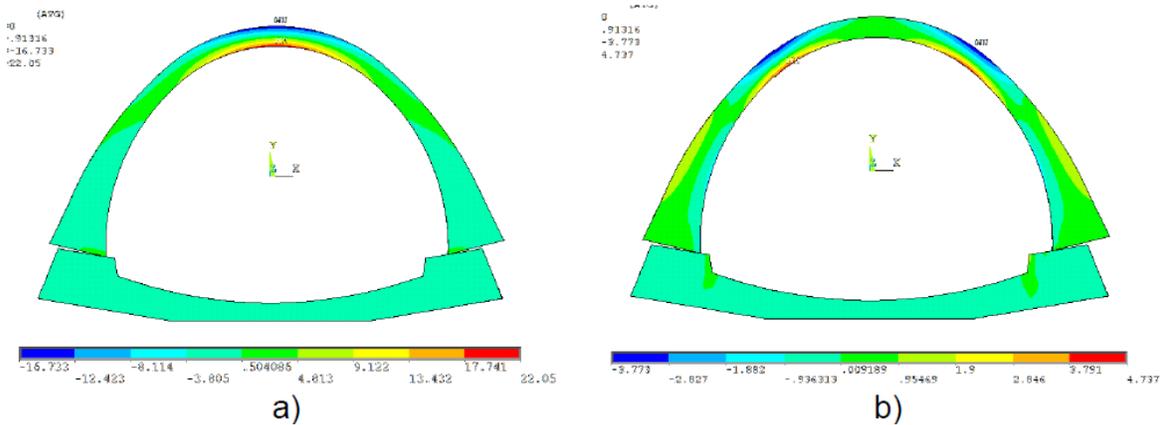


Figura 5.14. Sección con junta plana. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm<sup>2</sup>): a) horizontales; b) verticales.

### 5.3.3.3. Modelo con la junta original

El tercer modelo que se realizó fue considerando la junta con el machihembrado que tiene, el cual consiste en una saliente de unos 10 x 30 cm. Esta forma de la junta evita que las paredes laterales del arco deslicen hacia afuera. En este caso, la estructura falla cuando la presión sobrepasa el peso propio de la cobertura, haciendo que ésta se levante (figura 5.15). **La presión necesaria para que se forme el mecanismo es de 3 t/m<sup>2</sup>.**

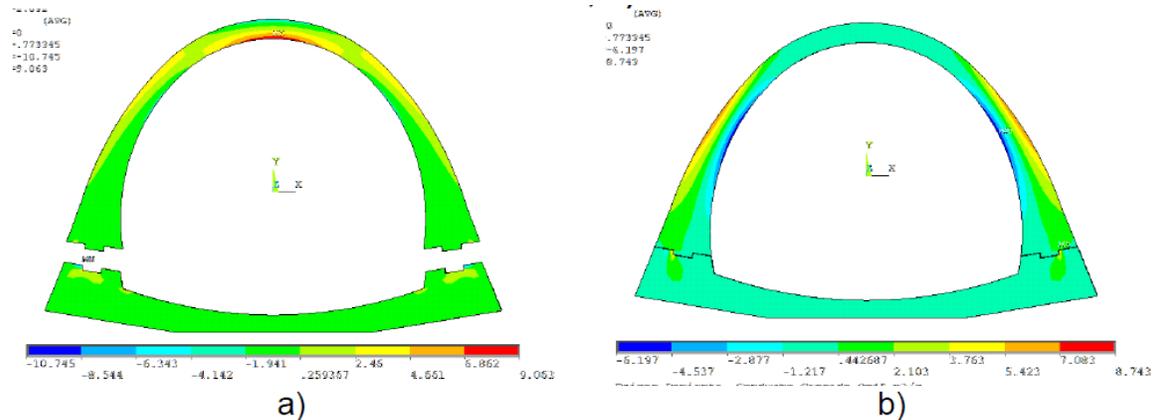


Figura 5.15. Sección con junta original. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm<sup>2</sup>): a) horizontales; b) verticales.

### 5.3.3.4. Modelo con suelo

Debido a que ninguno de los modelos anteriores reproducía el mecanismo de falla observado, se decidió modelar también la parte correspondiente al suelo que rodea al emisor (figuras 5.11 y 5.16). Cabe hacer notar que las dimensiones del terraplén fueron propuestas con base en una visita al lugar de la falla. Este análisis permitirá conocer si el suelo que rodea al Emisor influye en su comportamiento estructural. El suelo se consideró elástico lineal con un módulo de elasticidad de 50,000 kg/cm<sup>2</sup> y un peso volumétrico de 1.5 t/m<sup>3</sup>.

La figura 5.16 muestra el modelo de elementos finitos de la sección estudiada con suelo. Se observa que el nivel de calle es diferente en ambos extremos. Aproximadamente, el nivel de calle en el lado Este se encuentra un metro por debajo del nivel de calle del lado Oeste. El recubrimiento del suelo en la clave del túnel es de 30 cm, mientras que las pendientes laterales son aproximadamente de 45°. Así mismo, la sección del túnel que se encuentra enterrada completamente es de 2 y 3 m del lado Este y Oeste, respectivamente. Se hace notar que se modeló 4 m de suelo en los extremos para evitar que las condiciones de frontera afectaran el comportamiento del túnel. Este modelo consta de 35,598 nodos; 9360 elementos sólidos y 160 elementos de contacto.

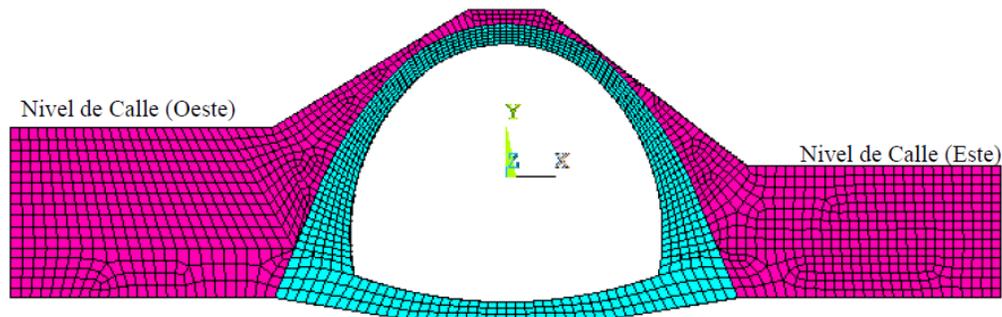


Figura 5.16. Modelo de elementos finitos de la sección estudiada con suelo.

La figura 5.17 muestra la sección deformada y los esfuerzos axiales del modelo considerando el suelo. Se observa que la pared lateral del lado Este tiende a girar más hacia afuera que la del lado Oeste debido al menor recubrimiento de suelo.

Esto hace que la clave del arco descienda, provocando que la sección de concreto se agriete por tensión y la parte de suelo que se encuentra sobre la clave entre en compresión. Así mismo, el riñón del arco del lado Este se flexiona haciendo que se agriete por tensión (figura 5.18). Este tipo de mecanismo de colapso es similar al que se observó en el emisor. La figura 5.19 muestra un par de fotografías tomadas en la zona del emisor cercana a la zona del colapso. Se observa cómo hay partes del suelo que se hundieron debido a la formación del mecanismo de colapso, así como también el agrietamiento en la clave del emisor. **La presión necesaria para generar el colapso es de 12 t/m<sup>2</sup>.**

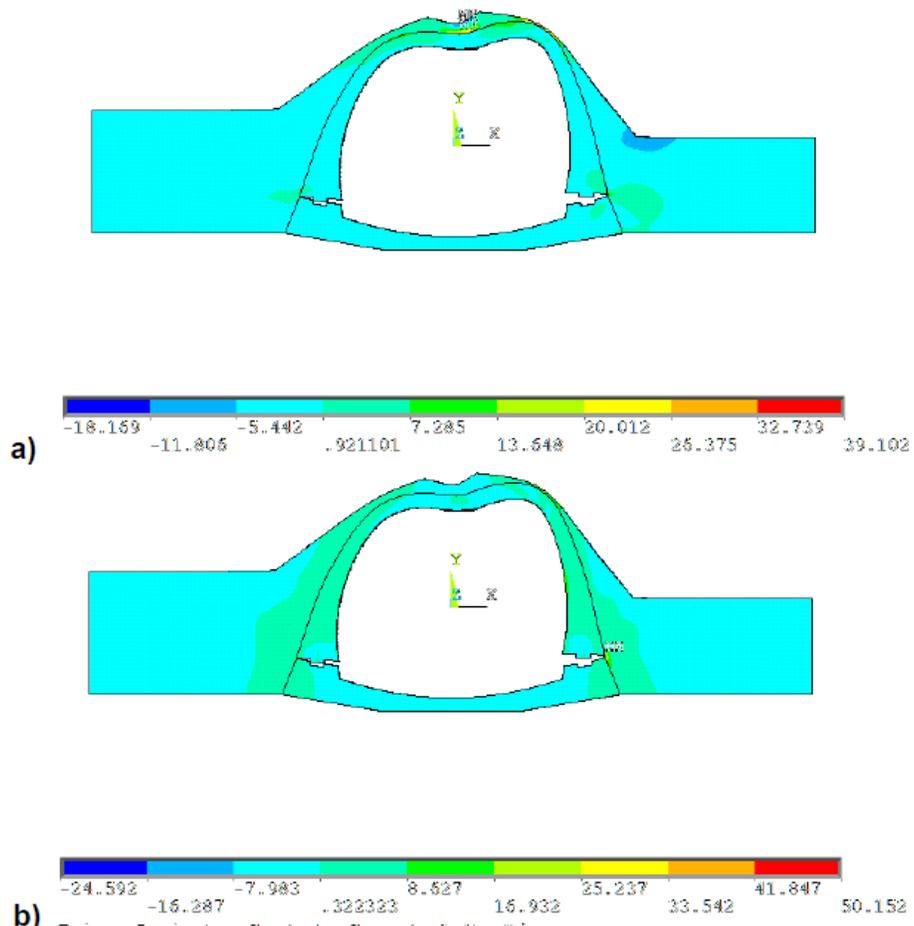


Figura 5.17. Sección con suelo. Deformada y esfuerzos axiales ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ): a) horizontales; b) verticales.

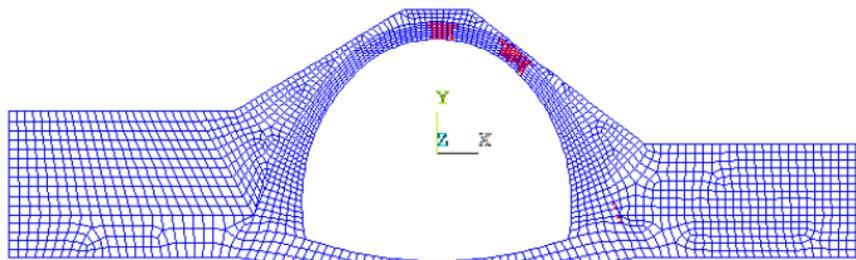


Figura 5.18. Agrietamiento de la sección estudiada con suelo.



**a)** **b)**  
*Figura 5.19. Fallas en el emisor: a) hundimiento en el suelo; b) agrietamiento en la clave del emisor.*

#### 5.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el estudio hidráulico la presión obtenida para las condiciones donde las longitudes de la columna de agua y de la bolsa de aire fueron de 20 m y 1930 m, respectivamente. Lo que generó una sobrepresión de 11.63 mca. Asimismo al reducir el tamaño de las bolsas de aire las presiones se incrementaron.

Después de observar todos los resultados obtenidos en las simulaciones se concluyó que, al considerar la presencia de una bolsa de aire atrapada en el túnel, aguas abajo del río al norte del emisor, ésta pudo haber sido comprimida por la columna de agua que avanzaba hacia aguas abajo, como esto genera fuertes sobrepresiones sobre las paredes interiores del conducto, ello bien podría haber sido la causa principal de la rotura del túnel.

En el caso del estudio estructural, se obtuvieron igualmente distintos resultados; sin embargo, algunos de ellos no son factibles, ya sea por las condiciones presentadas en el sitio o bien, por la resistencia del concreto que no son posibles de especificar con certeza. Entonces, la presión necesaria para que se presentara la falla fue de 12 t/m<sup>2</sup> (12 mca), que corresponde al mismo orden del obtenido en la simulación cuando en el modelo se considera el suelo que rodea el emisor.

Con los resultados obtenidos, se puede apreciar que la hipótesis de la presencia de aire atrapado en el conducto explicaría por qué se presentó una presión del orden a las estimadas en el análisis estructural. Estas son: **11.36 mca o mayores** (análisis hidráulico) y **12 t/m<sup>2</sup> (12 mca)** (análisis estructural).

De todo lo anterior, se concluye que es necesario tomar en cuenta en los diseños de los sistemas de alcantarillas la presencia de aire atrapado, para poder evitar daños catastróficos como los antes mencionados.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSIONES

#### 6.1. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Para analizar el flujo transitorio mixto en un sistema de alcantarillado que contiene aire atrapado, se estudiaron experimental y analíticamente las variaciones de presión producidas por el llenado rápido de una tubería horizontal. Los experimentos confirmaron que el aire atrapado en una tubería sometida a un llenado rápido puede producir fuertes sobrepresiones, cuando se produce la liberación del aire.

Durante los experimentos el rango completo de orificios  $d_o$  fue probado (2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 y 20 mm), para cuatro diferentes valores de carga hidráulica en el tanque hidroneumático  $H_0$  [137 kPa (20 psi ó 13.97 mca), 206 kPa (30 psi ó 21 mca), 275 kPa (40 psi ó 28 mca) y 343 kPa (50 psi ó 34.96 mca)] y tres columnas de agua con longitudes  $x = 2.2$  m,  $x = 3.45$  m y  $x = 4.7$  m.

Las pruebas revelaron que pueden existir tres patrones de oscilación de presiones, en función del tamaño del orificio a través del cual es expulsado el aire.

##### 6.1.1. PATRÓN TIPO 1

Cuando el orificio es muy pequeño (2 mm en las pruebas), el efecto amortiguador de la bolsa de aire evita que la columna de agua impacte directamente contra el extremo final de la tubería y genere así fuertes presiones debidas al golpe de ariete. Sin embargo, las sobrepresiones que se generan son importantes, pudiendo superar en varias veces la presión operativa aguas arriba. En este caso, el patrón de la onda de sobrepresión muestra un periodo prolongado y la presión máxima se mantiene relativamente constante para un volumen inicial de aire y carga aguas arriba determinados.

##### 6.1.1.1. Comportamiento del patrón tipo 1

Cuando el orificio es lo suficientemente pequeño (2 mm), la bolsa de aire permanece más tiempo en la tubería, actuando como un amortiguador. En este caso los valores de presión se fueron aminorando significativamente. Sin embargo, las presiones máximas experimentadas en la tubería durante cada una de las pruebas fueron mayores a la carga hidráulica inicial en el tanque hidroneumático.

Al hablar del patrón tipo 1, con  $d_o = 2$  mm,  $H_0 = 206$  kPa y  $x = 2,2$  m, las presiones máximas calculadas y medidas fueron 1.58 y 1.60 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

En el caso del patrón tipo 1, con  $d_o = 2$  mm,  $H_0 = 275$  kPa y  $x = 3,45$  m, las presiones máximas teóricas y registradas fueron 1.71 y 1.85 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

Respecto al patrón tipo 1, con  $d_o = 2$  mm,  $H_0 = 275$  kPa y  $x = 4,7$  m, las presiones máximas calculadas y medidas fueron 1.85 y 1.93 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

En el caso del patrón tipo 1, las oscilaciones de presión tienen un periodo prolongado del orden de 1.5 y 2 segundos, tanto para las presiones teóricas como para las medidas.

Es importante mencionar que durante las pruebas del tipo 1, los sonidos de la columna de agua oscilando a lo largo de la tubería y el provocado por la expulsión de aire, fueron muy débiles.

### 6.1.2. PATRÓN TIPO 2

Para tamaños de orificios intermedios (4 mm a 6 mm), el patrón de oscilación de presiones consiste tanto en oscilaciones de período largo, mientras persiste la presencia de la bolsa de aire, seguidas por oscilaciones de presión de período corto, una vez que el efecto del golpe de ariete se hace predominante. En estos casos, las presiones máximas observadas se incrementaron rápidamente con el aumento del tamaño del orificio, puesto que el tamaño de la bolsa de aire se redujo en la medida que la tasa de salida de aire se fue incrementando.

#### 6.1.2.1. Comportamiento del patrón tipo 2

Para una misma prueba con orificios de tamaño intermedio (4 mm a 6 mm), mientras inicia la columna de aire su recorrido hacia aguas abajo de la tubería, gran parte de la bolsa de aire permanece en la sección de medición y sólo un pequeño volumen de aire es expulsado a través del orificio, en este momento se presenta un patrón similar al tipo 1.

De los resultados obtenidos se observa que el periodo de oscilación decrece al incrementar el diámetro del orificio y la columna de agua, para este patrón. Posteriormente, una vez que una cantidad importante de aire ha sido expulsada, la columna de agua impacta el final de la tubería, generando un golpe de ariete que provocó un pico de presión importante con un periodo de oscilación menor comparada con el del patrón tipo 1.

Durante los experimentos, el sonido provocado por la expulsión de aire fue muy notorio y poco después se escuchaba el impacto de la columna de aire contra el orificio.

Cuando se tiene un patrón tipo 2, con  $d_o = 4$  mm,  $H_0 = 343$  kPa y  $x = 2,2$  m, las presiones máximas calculadas y medidas fueron 2.1 y 1.87 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

En el caso de un patrón tipo 2, con  $d_o = 6$  mm,  $H_0 = 275$  kPa y  $x = 3,45$  m, las presiones máximas teóricas y registradas fueron 2.89 y 2.65 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

Para el patrón tipo 2, con  $d_o = 4$  mm,  $H_0 = 343$  kPa y  $x = 4,7$  m, se tiene que las presiones máximas calculadas y medidas fueron 3.79 y 3.64 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

En el caso de las oscilaciones de presión similares a las del patrón tipo 1, se tienen periodos prolongados de entre 1.5 y 2 segundos para las presiones calculadas, y del orden de 1 a 1.5 segundos para las presiones medidas.

Es importante mencionar que las presiones del tipo 2 calculadas con el modelo numérico, tienen una mayor amortiguación comparadas con las registradas en el laboratorio. Por otra parte, el valor teórico de la sobrepresión generada por el golpe de ariete al impactar la columna de agua al orificio es mayor, que el medido en las pruebas.

### 6.1.3. PATRÓN TIPO 3

Cuando el tamaño del orificio es grande (8 mm a 20 mm), el efecto amortiguador del aire desaparece y en consecuencia la columna líquida impacta fácilmente contra el extremo final de la conducción, induciendo una sobrepresión por golpe de ariete.

#### 6.1.3.1. Comportamiento del patrón tipo 3

Cuando el orificio es de gran tamaño (8 mm a 20 mm), la expulsión de aire es tan rápida, que la bolsa de aire ya no actúa como amortiguador para aminorar las presiones causadas por el golpe de ariete. El sonido generado por la expulsión de aire es muy corto y es seguido de inmediato por el impacto de la columna de agua sobre el orificio colocado en el extremo aguas abajo de la tubería. Este fenómeno genera una sobrepresión importante, representada gráficamente como un pico o una pulsación sin oscilación.

Para un patrón tipo 3, con  $d_o = 8$  mm,  $H_0 = 343$  kPa y  $x = 2.2$  m, las presiones máximas calculadas y medidas fueron 7.87 y 6.27 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

Cuando se tiene un patrón tipo 3, con  $d_o = 16$  mm,  $H_0 = 275$  kPa y  $x = 2.2$  m, muestran que las presiones máximas calculadas y medidas fueron 6.91 y 6.55 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

En el caso de un patrón tipo 3, con  $d_o = 8$  mm,  $H_0 = 343$  kPa y  $x = 3,45$  m, las presiones máximas teóricas y registradas fueron 8.16 y 6.85 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

Para el patrón tipo 3, con  $d_o = 14$  mm,  $H_0 = 275$  kPa y  $x = 3,45$  m, las presiones máximas calculadas y medidas fueron 9.27 y 9.09 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

Cuando se tiene un patrón tipo 3, con  $d_o = 8$  mm,  $H_0 = 343$  kPa y  $x = 4,7$  m, muestran que las presiones máximas calculadas y medidas fueron 9.48 y 8.45 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

En el caso de un patrón tipo 3, con  $d_o = 12$  mm,  $H_0 = 206$  kPa y  $x = 4,7$  m, las presiones máximas teóricas y registradas fueron 11.50 y 11.41 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

Se debe mencionar que las presiones del tipo 3 calculadas con el modelo numérico, fueron mayores a las registradas en el laboratorio. Además se observó que al incrementar el tamaño del orificio y la columna líquida el valor del pico de presión aumenta.

Al observar e interpretar los resultados experimentales obtenidos, se concluye que el aire atrapado en los sistemas de alcantarillado puede provocar sobrepresiones que generan daños al mismo; podría pensarse que el liberar el aire sería la solución, sin embargo, es precisamente esta acción la que deriva las afectaciones a la tubería, ya que, como se menciona anteriormente, al incrementar el tamaño del orificio los valores máximos de las sobrepresiones resultan muy elevados, lo que provoca un fenómeno transitorio (golpe de ariete).

#### **6.1.4. ENSAYES CUALITATIVOS CON TUBOS DE CONCRETO SIN ARMADO**

De los ensayos con tubos de concreto sin armado al final del dispositivo experimental, se puede concluir que es fácil que una tubería de concreto que no está diseñada para trabajar a tubo lleno pueda fallar al estar sometida a altas presiones. Principalmente, porque no tiene acero de refuerzo para soportar las presiones cuando el conducto fluye totalmente lleno.

En tuberías, las sobrepresiones (presiones mayores a la atmosférica) generan esfuerzos de tensión sobre sus planos meridianos. Estos esfuerzos deberán ser soportados dentro de los límites del comportamiento elástico de los materiales de la tubería (acero y concreto).

En algunos casos de ruptura de conductos de grandes dimensiones, la hipótesis más sólida fue que debido a la fuerte presión por la sobrecarga de agua de lluvia se presentó la falla. Sin embargo, se pueden considerar otras alternativas. Una de la más conocida es la generación de sulfuro de hidrogeno ( $H_2S$ ) en la atmósfera interior del conducto debido a la presencia de las aguas negras, lo que causa corrosión y con ello un adelgazamiento de la pared de concreto lo que provoca su debilitamiento.

Otro de los fenómenos que pudo haber causado la falla, es la acumulación de bolsas de aire en el interior del conducto, las cuales al ser comprimidas provocaron importantes sobrepresiones que pudieron haber causado la falla y, con ello, una disminución de su resistencia estructural.

#### **6.2. ANÁLISIS NUMÉRICOS DE LA FALLA EN EL EMISOR**

En el capítulo 5 se muestran las simulaciones realizadas para exponer las presiones máximas posibles generadas en el emisor en estudio. Esto desde dos perspectivas: una considerando la presencia de aire atrapado y otra desde la perspectiva estructural. Las presiones máximas obtenidas mediante modelos numéricos resultaron de

11.36 mca o mayores para el análisis hidráulico y 12 t/m<sup>2</sup> (12 mca) para el análisis estructural.

Como se menciona en el mismo capítulo, los aspectos considerados en ambos estudios pueden ser los que provoquen esta diferencia, ya que en el caso del análisis estructural se consideran las propiedades del suelo y del material del túnel, cosa que en el hidráulico no.

Pese a estas diferencias, se puede llegar a una similitud: el túnel no estaba preparado para eventos extraordinarios como el ocurrido. Es decir, al considerar la presencia de aire atrapado se tiene que el rápido llenado del túnel provocó la compresión de la bolsa de aire, generando que la presión aumentara y el ducto fallara; en el caso del punto de vista estructural, la sección del conducto pudo no ser capaz de soportar la presión ejercida por la compresión del aire. En ambas situaciones, no se tomó en cuenta la presencia de aire atrapado al momento de diseñar el conducto.

Como conclusión final se establece que la presencia de aire atrapado en un conducto de aguas pluviales y residuales debe ser tomada en cuenta al momento del diseño, debido a que los resultados experimentales y numéricos muestran que el aire atrapado puede generar sobrepresiones capaces de ocasionar roturas en conductos al momento de liberar el aire de los mismos. De igual forma las condiciones alrededor de un conducto juegan un papel primordial para la estabilidad estructural del ducto y para que su diseño sea eficiente y soporte las condiciones adversas que puedan presentarse.

## REFERENCIAS

- Alves. I.N., Shoham. O. and Taitel. Y.** (1993). *“Drift Velocity of Elongated Bubbles in Inclined Pipes”*. *Chemical Engineering Science*. Vol. 48. No. 17. pp. 3063-3070.
- Bendiksen. K.H.** (1983). *“An Experimental Investigation of the Motion of Long Bubbles in Inclined Tubes”*. *International Journal of Multiphase Flow*. Vol. 10. No.4. pp. 467-483.
- Chaudhry M.H.** (1987). *“Applied Hydraulic Transients”*. Van Nostrand Reinhold Company. New York USA. 521.
- Comisión Nacional del Agua (2009)** *“Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: alcantarillado sanitario”*. Coyoacán, México, D.F.
- Corcos Gilles (2005)** *“Manual para diseñadores de sistemas de distribución rural de agua potable abastecidos por un manantial e impulsados por la gravedad. Aire en tuberías de agua”*. Ed. Agua para la vida. 2º Edición.
- Cunge J.A.; and Mazaudou B.;** (1984). *“Mathematical Modelling of Complex Surge Systems: Difficulties in Computation and Simulation of Physical Situations”*. Proceedings of the third International Conference on Urban Storm Drainage. Sweden. Junio 4-8.
- Cunge and Mazadou,** (1984). *“Mathematical modeling of complex surge systems”*. Int. Conf. on urban storm drainage, Vol. 1. Goteborg, Sweden.
- Dawson. P.** (1980). *The effects of air in a rising main*. Symposium Pumping in Practice. Runcorn. North Western District Centre.
- Djordjevic S. and Walters G.A.** (2004). *“Mixed freesurface/pressurized flows in sewers”*. WaPUG Meeting for Scotland and Northern Ireland. June. pp 1-5.
- Djordjevic and Walters** (2004). *“[Simulation of transcritical flow in pipe/channel networks](#)”*. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, volume 130, No. 12, pp. 1167-1178.
- Domínguez M. Ramón** (2000). *“[Sistema para el control y drenaje de las avenidas en el área metropolitana del valle de México](#)”*. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Fuamba M.** (2003). *“Contribution on Transient Flow Modeling in Storm Sewers Systems”*. *Journal of Association of Hydraulic Engineering and Research* 40 (6): pp. 685-693.
- Gandenberger. W.** (1957). *“Über die wirtschaftliche und betriebssichere Gestaltung von Fernwasserleitungen. R. Oldenbourg Verlag. Munich. Germany Design of overland water supply pipelines for economy and operational reliability (rough translation by W.A. Mechler. discussion of Factors influencing flow in large conduits”*. Report of the Task Force on Flow in Large Conduits of the Committee on Hydraulic Structures. ASCE. Vol. 92. No. HY4. 1966.
- González. C.A. y Pozos. O.** (2000). *“Análisis Experimental del Ingreso de Aire en un Acueducto”*. Tesis. Universidad Nacional Autónoma de México. México.

- Graze, H. R.** (1968). *“A rational thermodynamic equations for air chamber design”*. 3rd Australasian Conf. on Hydraulics and Fluid Mechanics, Sydney, Australia, pp. 57–61.
- Kalinske, A.A. and Bliss, P.H.** (1943). *“Removal of Air from Pipelines by Flowing Water”*. Civil Engineering, ASCE. Vol. 13. No. 10. pp. 480-482.
- Kent, J.C.** (1952). *“The Entrainment of Air by Water Flowing in Circular Conduits with Downgrade Slopes”*. PhD thesis. University of California. Berkley. California. USA.
- León, A.S.** (2007). *“Improved modeling of unsteady free surface pressurized and mixed flows in storm-sewer systems”*. Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering in the Graduate College of the University of Illinois at Urbana-Champaign.
- León A.S.; Ghidaoui M.S.; Schmidt A.R.; García M.H.** (2007). *“A robust model for simulating transient mixed flows.”*
- León A.S.** (2008). *“Método modificado de la Ranura de Preissmann”*.
- Li, J. and McCorquodale, A.** (1999). *“Modeling mixed flow in storm sewers”*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 125(11), November, pp. 1170-1180.
- Martin, C. S.** (1976). *“Entrapped air in pipelines”*, Proc., 2nd Int. Conf. on Pressure Surges, British Hydromechanics Research Assoc., pp. 15–28.
- Mays L.W.**(1999). *“Hydraulic Design Handbook”*. MacGraw-Hill. New York. USA. pp 14-1:14-55.
- Politano M.; Odgaard A.J.; and Klecan W.** (2005). *“Numerical Simulation of Hydraulic Transients in Drainage Systems”*. Mecánica Computacional Vol. XXIV. A. Larretguy (Editor). Buenos Aires. Argentina.
- Politano M.; Odgaard A.J.; and Klecan W.** (2007). *“Case Study: Numerical Evaluation of Hydraulic Transients in a Combined Sewer Overflow Tunnel System”*. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 133(10). Octubre. pp. 1103-1180.
- Pozos O. (2002).** *“Desarrollo de un programa de cómputo para detectar las posibles zonas de acumulación de aire en acueductos y ejemplos de su aplicación”*. Tesis de Maestría. DEPMI. Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- Pozos O. (2007).** *“Investigation on the Effects of Entrained Air in Pipelines”*. Doctoral Thesis. University of Stuttgart. Germany.
- Pozos O. Gonzalez. C.A. Giesecke. J. Marx. W. Rodal. E.A.** (2010a) *“Air Entrapped in Gravity Pipeline Systems”*. Journal of Hydraulic Research. IAHR. 48(3). pp. 338-347.
- Pozos O. Giesecke. J. Marx. W. Rodal. E.A. Sanchez A.** (2010b) *“Experimental Investigation of Air Pockets in Pumping Pipeline Systems”*. Journal of Hydraulic Research. IAHR. 48(2). pp. 269-273.
- Ridgway K.E and Kumpula G.** (2008). *“Surge Modeling in Sewers using Alternative Hydraulic Software Programs”*. CHI. Monograph No. 14. 11.

**Rodal. E.A., Carmona. R., Gonzalez. C.A., Pozos O.** (2000). *“Aumento de la Pérdida de Carga en Conducciones debido a Aire Atrapado”*. XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. IAHR. Cordoba. Argentina. pp. 583-592.

**Tchobanoglous. G.** (1991). *“Wastewater engineering: Treatment disposal and reuse”*. Mc Graw-Hill. New York.

**Trajkovic. B., Ivetic. M., Calomino. F., D’Ippolito. A.** (1999). *“Investigation of transition from free surface to pressurized flow in a circular pipe”*. Water Science and Technology. 39 (9). p 105-112.

**Vasconcelos J.G. and Wright S.J.** (2004). *“Numerical Modeling of the Transition Between Free Surface and Pressurized Flow in Storm Sewers”*. Online: <http://www.unb.br/enc/recursoshidricos/goes/papers>

**Vasconcelos, J.G.** (2005). *“Dynamic approach to the description of flow regime transition in stormwater systems”*. Ph.D. thesis, Univ. of Michigan, Ann Arbor, MI.

**Vasconcelos, J. G., Wright, S. J., and Roe, P. L.** (2006). *“Current Issues on modeling extreme inflows in stormwater systems”*. Intelligent Modeling of Urban Water Systems, Monograph 14.

**Vasconcelos J.G.; Wright S.J. and Roe P.L.** (2006). *“Improved Simulation of Flow Regime Transition in Sewers: Two-Component Pressure Approach”*. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 132(6) pp 553-562. October. pp. 1170-1180.

**Walski. T.M., Barnhart T., Driscoll J. and Yencha R.** (1994). *“Hydraulics of Corrosive Gas Pockets in Force Mains”*. Water Environment Research. Vol. 66. No. 6. Sept/Oct. pp. 772-778.

**Wisner. P.E., Mohsen. F.N. and Kouwen. N.** (1975). *“Removal of Air from Water Lines by Hydraulic Means”*. Journal of the Hydraulics Division. Vol. 101. No.2. pp. 243-25.

**Zhou, F., Hicks, F. E. and Steffler, P. M.** (2002). *“Transient flow in a rapidly filling horizontal pipe containing trapped air”*. Journal of Hydraulic Engineering, 128(6), pp. 625-634.

**Zukoski. E.E.** (1966). *“Influence of Viscosity, Surface Tension and Inclination on Motion of Long Bubbles in Closed Tubes”*. Journal of Fluid Mechanics. Vol. 25. No. 4. pp. 821-837.