



REVISTA DIGITAL TLÁLOC AMH

Editorial

- Convivir con las inundaciones
- Planificación de Sectores en redes de agua potable con el uso de un modelo de simulación hidráulica
- Estimación de crecientes con enfoque Bayesiano
- Estimación de crecientes con enfoque Bayesiano



Asociación Mexicana
de Hidráulica



Revista Digital Tlaloc AMH

Vol. 48 - Julio-Septiembre 2010

Consejo Editorial

Dr. Felipe Arreguín Cortés
Director

Subdirector General Técnico
Comisión Nacional del Agua
Profesor de asignatura - Posgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad Nacional Autónoma de México
Tel: 52 555 1744400
felipe.arreguin@revistatlaloc.mx

Dr. Víctor Alcocer Yamanaka
Coordinador Editorial
Coordinador Editorial - Revista Tlaloc AMH
Coordinador - Coordinación de Hidráulica
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Profesor de asignatura - Posgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad Nacional Autónoma de México
Tel: 52 777 3293678 (secretaria)
52 777 3293600 ext. 816 (directo)
yamanaka@tlaloc.imta.mx
yamanaka@revistatlaloc.mx

XXX Consejo Directivo

Presidente
Dr. Humberto Marengo Mogollón

Vicepresidente
Dr. Felipe I. Arreguín Cortés

Primer Secretario
Ing. Fernando Rueda Lujano

Segundo Secretario
Ing. Luis Athié Morales

Tesorero
Ing. Mario López Pérez

Primer Vocal
Ing. Felipe Tito Lugo Árias

Segundo Vocal
Ing. Marco Alfredo Murillo Ruiz

Miembros del Consejo Editorial

Ing. Luis Athié Morales
Comisión Federal de Electricidad

Dr. Moisés Berezowsky
Instituto de Ingeniería de la UNAM

M. en I. Víctor Bourguett Ortiz
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Dr. Jaime Collado
Consultor

Dr. Gabriel Echávez Aldape
División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería de la UNAM

Dr. Jürgen Mahlknecht
Centro del Agua para América Latina y el Caribe (CAALCA), Tecnológico de Monterrey

Dr. Óscar Fuentes Mariles
Instituto de Ingeniería de la UNAM

Ing. Efraín Muñoz Martín.
Consultor

Dr. Polioptro Martínez Austria
Universidad de las Américas de Puebla

Ing. Roberto Olivares
Asociación Nacional de Empresas de Agua y Saneamiento

Dr. Aldo Iván Ramírez Orozco
Centro del Agua para América Latina y el Caribe (CAALCA)

Ing. Juan Carlos Valencia Vargas
Comisión Estatal del Agua de Morelos

Tlaloc AMH. Es una publicación trimestral de la Asociación Mexicana de Hidráulica, A.C. Para otros intereses dirigirse a Camino Santa Teresa 187, Colonia Parques del Pedregal, C.P. 14010, México, D.F. Tel. y fax (55) 5666 0835. Certificado de licitud de título núm. 12217 y de contenido núm. 8872. Reserva de derechos al uso exclusivo en trámite. El contenido de los artículos firmados es responsabilidad de los autores y no necesariamente representa la opinión de la Asociación Mexicana de Hidráulica. Ninguna parte de esta revista puede ser reproducida en medio alguno, incluso electrónico, ni traducida a otros idiomas sin autorización escrita de sus editores. Concepto gráfico, diseño y diagramación: M.A.M. Gema Alín Martínez Ocampo.

Contenido

Editorial	5
1. Convivir con las inundaciones	7
1.1. Introducción	7
1.2. Antecedentes	8
1.3. Los sitios con mayor recurrencia de inundaciones en México	10
1.4. Acciones para el control de inundaciones	10
1.5. Convivir con las inundaciones	11
1.6. ¿Qué hacer?	13
1.7. Conclusión	15
1.8. Referencias	15
2. Planificación de Sectores en redes de agua potable con el uso de un modelo de simulación hidráulica	17
2.1. Introducción	17
1.9. Operación actual de la red de distribución	18
2.2. Infraestructura actual	21
2.3. Construcción del modelo de simulación de la red de distribución	22
2.4. Calibración del modelo de simulación	23
2.5. Sectorización de la red de distribución	24
2.6. Costos de sectorización	28
2.7. Sectorización de la zona de influencia del tanque Cerro Grande	29
2.8. Conclusiones	30
2.9. Referencias	31
3. Estimación de crecientes con enfoque Bayesiano	33
3.1. Introducción	33
3.2. Datos necesarios	34
3.3. Consideraciones hidráulicas	34
3.4. Canal circular	35
3.5. Formulas básicas utilizadas en la hoja electrónica de cálculo	36
3.6. Operación y descripción de la hoja electrónica de cálculo	39
3.7. Conclusiones	39
3.8. Referencias	41
4. Estimación de crecientes con enfoque Bayesiano	43
4.1. Introducción	43
4.2. Desarrollo	44
4.3. Aplicaciones numéricas	47
4.4. Comentarios sobre los resultados	50
4.5. Recomendacion	50
4.6. Referencias	50





Editorial

Nacida en el año 1994, Tláloc, nuestra revista, se editaba solamente en papel, y como muchas otras instituciones, la Asociación Mexicana de Hidráulica veía limitada su capacidad de reproducir la revista por factores básicamente de orden económico-presupuestario, y muchas veces el número de artículos que se deseaban publicar estaba por encima de la capacidad de edición de la revista. Esta situación obligó a producir tirajes limitados, que se distribuían solamente entre los agremiados de la Asociación que contaban con datos correctos dentro del padrón de la AMH, por lo que muchos ejemplares eran devueltos y llenaban las bodegas de nuestra Asociación. Pero la más grave es que la revista no llegaba a los estudiantes y especialistas no inscritos en la AMH, situación que sin duda limitaba nuestro alcance y excluía a este importante segmento

Posteriormente, se editaba en papel y en forma digital, se podía acceder desde el portal Internet de la AMH. Sin embargo la necesidad de editar en papel seguía imponiendo las limitaciones señaladas, aunadas al tiempo que requiere todo el proceso editorial ; la consecuencia fue que en algunos años se publicaron solamente dos números y se alteró con ello la periodicidad de la revista.

A partir de ahora, con del número 45, la Revista Tláloc tiene su propio portal de Internet (<http://www.revistatlaloc.mx>), de acceso libre y gratuito para todo el público, y solamente se edita en forma digital. De esta manera ampliamos nuestro alcance socio demográfico, con

este nuevo formato cada persona, desde la comodidad de su casa u oficina, podrá leer la revista y en su caso, imprimir los artículos o notas que resulten de su interés.

Algunas de las ventajas que ofrece esta modalidad es que los autores de los artículos tendrán un mayor control sobre los procesos editoriales, ya que pueden ser ellos mismos los que realicen parte de las tareas; no habrá las limitaciones estrictas de espacio que suelen imponer las editoriales; el tiraje no estará limitado; la revista estará disponible para cualquier persona que quiera consultarla; no existirán „números atrasados“ ni devoluciones; se facilitarán los mecanismos de publicidad, en beneficio de universidades, institutos de investigación y empresas; se favorecerá el contacto directo e inmediato con los lectores, pues la inclusión de las direcciones de correo electrónico de los autores permite el debate, la crítica o el comentario; también se fomenta la comunicación entre especialistas en campos afines, pues la red permite localizar fácilmente a personas que trabajan en diversos ámbitos de interés de los lectores.

Cada número estará disponible inmediatamente después de su publicación en el portal Internet y los lectores no necesitan espacio físico para almacenar la revista en papel.

De esta forma, el Comité Editorial de la revista se suma también, una vez más, al cuidado del medio ambiente, mediante la considerable disminución del uso de papel y tinta.

Esperamos con esta nueva etapa de nuestra Revista Tláloc, continuar brindándole la información técnica y contextual que usted espera, con el rigor y seriedad que nos ha caracterizado como editores.

ATENTAMENTE

Dr. Felipe Arreguín Cortés
Dr. Víctor Alcocer Yamanaka

1

Convivir con las inundaciones

Felipe I. Arreguín Cortés
Comisión Nacional del Agua

1.1. Introducción

Grandes civilizaciones como la Azteca asentada en el Valle de México, logró una relación integral con el agua. Toda la traza urbana estaba adaptada a las condiciones del lago y de los islotes, y pudieron desarrollar un gran imperio viviendo en armonía con el medio ambiente y protegiéndose de las inundaciones. Actualmente Venecia es un ejemplo de desarrollo en una zona ocupada también por el agua, y en la Bienal de Arquitectura de Rotterdam, denominada La inundación, se hicieron propuestas para construir un estadio de fútbol flotante, y casas en riberas de los ríos, capaces de absorber las inundaciones.

En México ha llegado el momento de tomar decisiones de qué hacer con los asentamientos que no están ubicados en cauces, cuerpos nacionales, zonas federales, zonas de protección, pero que se inundan frecuentemente y son de propiedad privada. Son muchas las localidades que se desarrollaron en esas zonas, en las cuales se han hecho grandes inversiones para reducir las afectaciones sin resultados importantes. Es tiempo de cambiar los enfoques.

1.2. Antecedentes

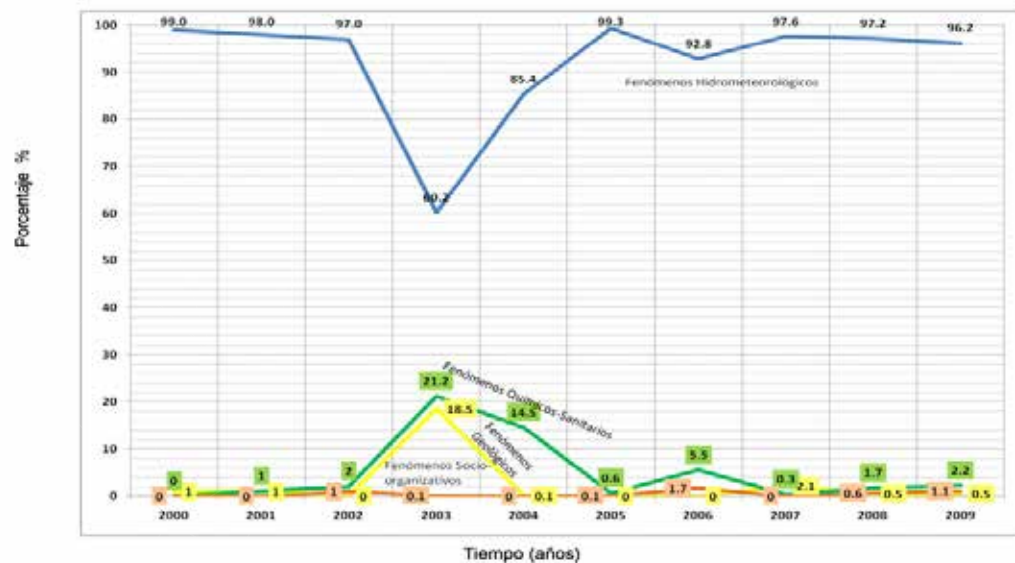
En México y en el mundo se están registrando inundaciones más frecuentes y cada vez con mayores impactos económicos, sociales y ambientales. El porcentaje de pérdidas económicas por desastres, muestra que aquellas asociadas a los fenómenos hidrometeorológicos son las más altas como se muestra en la Figura 1.1, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cenapred, 2010, habiendo años como el 2005 en el que el 99.3 % de las pérdidas estuvieron asociadas a fenómenos hidrometeorológicos.

Las causas pueden ser de origen antropogénico y/o asociadas al cambio climático. Con relación a

las primeras es de notar que por un lado se ha reducido la capacidad de conducción de los ríos y por el otro se están incrementando los escurrimientos.

La ocupación de los cauces por construcciones de todo tipo: casas, puentes, carreteras, plantas potabilizadoras o de bombeo, ductos y otro tipo de infraestructura reduce la sección de los ríos y en consecuencia su capacidad para conducir el agua, incrementando los tirantes y provocando los desbordamientos e inundaciones consecuentes. Un ejemplo de ello es la comparación entre el gasto de diseño de los vertedores de las presas y la actual capacidad de conducción de los cauces aguas

Figura 1.1. Estructura porcentual de las pérdidas económicas por desastres en México. Cenapred



abajo de los mismos, ver Tabla 1.1, donde puede notarse que en muchos casos apenas y se tiene capacidad para conducir el 10 % del gasto de vertido. Mención especial merece la política de entubamiento o embovedamiento de los ríos (un ejemplo de ello son los ríos del Valle de México, que a la vista de las nuevas generaciones son inexistentes), y que además de reducir la capacidad de conducción ponen en riesgo a las zonas aledañas pues su falla puede ser súbita y catastrófica.

Por otro lado, la cantidad de agua que llega a los ríos es mayor debido a la deforestación de selvas y bosques, que le quitan toda capacidad de retención al suelo y que incluso provoca la erosión de los

mismos, acarreando azolves que agravan la pérdida de capacidad de conducción de los ríos y azolvan las presas y lagos naturales del país.

El crecimiento urbano desmedido y poco planeado también incrementa la cantidad de agua que llega a los ríos, pues al asfaltar mayores superficies de suelo, prácticamente se impermeabiliza, lo que impide por un lado que el agua se infiltre en los acuíferos y por el otro aumenta la cantidad de agua que escurre.

El cambio climático también está contribuyendo en algunas regiones a que la frecuencia de las inundaciones se incremente, un factor determinante en estos fenómenos es la intensidad de las lluvias, que es el

Tabla 1.1. Comparación de la capacidad de descarga de algunos vertedores y la capacidad del cauce aguas abajo sin causar afectaciones

Presa	Capacidad máxima de la obra de demasías (m ³ /S)	Capacidad del cauce aguas abajo sin causar afectaciones (m ³ /s)
Falcón (Tamaulipas)	13,000	2,000.00
Solís (Guanajuato)	1,000.00	100.00
Peñitas (Chiapas)	12,000.00	1,400.00
Oviachic (Sonora)	11,100.00	120.00
Josefa O. Domínguez (Sinaloa)	1,870.00	200.00
AAguamilpa (Nayarit)	18,270.00	2,000.00
Temascal (Oaxaca)	5,550.00	2,000.00

elemento que más afecta a un sistema de drenaje urbano o a nivel de cuenca. En la fig. 3, se presenta una comparación de las lluvias intensas (mayores a 70 mm en 24 h), donde puede observarse el incremento que se ha tenido en el presente año.

1.3. Los sitios con mayor frecuencia de inundaciones en México

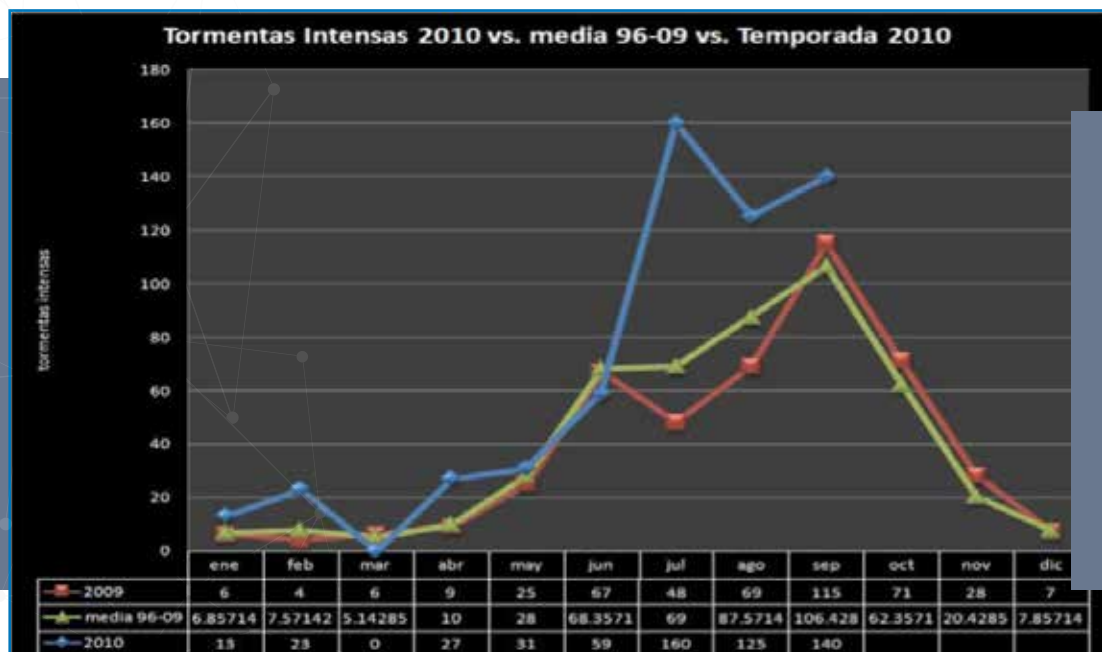
México cuenta con 633 000 km de ríos y bajo las condiciones ya expuestas es muy fácil que en cualquier sitio se presente una inundación, sin embargo las regiones con mayor frecuencia y magnitud de estos fenómenos son: la Planicie tabasqueña (ríos Grijalva y Usumacinta), la Cuenca

baja del Pánuco (Tamaulipas y Veracruz), la Cuenca del Valle de México, la Cuenca baja del río Bravo: Reynosa y Matamoros (Tamaulipas); Ciudad Juárez, Chih; las Cuencas de la Costa de Chiapas, la Cuenca media del río Grijalva (Chiapas), la Cuenca baja del Río Coatzacoalcos (Veracruz), la Cuenca baja del Río Papaloapan (Veracruz), los ríos Atoyac, Jamapa, Tecolutla, Nautla y Antigua (Veracruz) y Tulancingo (Hidalgo); Los Cabos, BCS y Acapulco, Guerrero

1.4. Acciones para el control de inundaciones

En México se han construido obras de todo tipo para manejar las inundaciones, desde el Tajo de Nochistongo

Figura 1.2. Comparación de las lluvias intensas (mayores a 70



hasta el Túnel Emisor Oriente, en el Valle de México, pasando por una infinidad de presas, bordos, canales, espigones y obras marginales de encauzamiento, en toda la república.

También el Centro Nacional de Prevención de Desastres junto con la Comisión Nacional del Agua, han instalado sistemas de alerta temprano en varias de las regiones expuestas a inundaciones, sin embargo en general cuando se transfieren a los municipios para que los operen, han dejado de funcionar.

La Comisión Nacional del Agua ha elaborado más de cien planes de emergencia para atender inundaciones y la Secretaría de Gobernación a través del Sistema Nacional de Protección Civil, ha elaborado planes de emergencia, que involucran todo tipo de acciones para ayudar a la sociedad en general a enfrentar estos eventos.

Y más recientemente con motivo de las inundaciones de Tabasco del año 2007, se ha integrado un Plan Hídrico Integral, que incluye acciones de tipo estructural y no estructural, que debería replicarse en otras regiones del país.

1.5. Convivir con las inundaciones

Utilizar en forma controlada zonas inundables es una forma de manejar los riesgos ante avenidas, sobre todo en aquellas ciudades que ya se encuentran asentadas en esas áreas y que difícilmente podrán ser reubicadas.

Los proyectos alternativos deben iniciar por el reordenamiento del uso del suelo cuando menos en las siguientes zonas:

1. Cauce del río, laguna o vaso de una presa, donde no pueden permitirse de ninguna manera asentamientos humanos o cualquier otra infraestructura que impida el libre flujo del agua.
2. Zona federal y/o de protección, en las mismas condiciones que el inciso anterior.
3. Zona de protegida de inundación, es aquella donde los niveles del agua no permiten ningún tipo de construcción.
4. Zona de inundación recurrente, que es aquella en la cual los tirantes del agua se pueden asociar a ciertos periodos de retorno y en los cuales puede permitirse vivienda tipo adecuada.

5. Zona sin riesgos de inundación.

Este tipo de proyectos requieren:

1. Adecuar los planes de ordenamiento territorial municipal y estatal.
2. Revisar la legislación federal, estatal y municipal.
3. Construir infraestructura habitacional y municipal adecuadas. Se requieren nuevos tipos de vivienda, ver figs. 4, 5 y 6, y desarrollos habitacionales, calles, puentes para acceder a las zonas habitadas, vialidades navegables una parte del año y para tránsito terrestre la otra.
4. Dotar de recursos materiales adecuados a los servi-

cios municipales, estatales y federales.

5. Establecer sistemas de predicción, alertamiento y divulgación.
6. Elaborar nuevos reglamentos construcción de vivienda, ver fig. 7, y de provisión de servicios de agua, luz y demás servicios municipales. Es decir la policía, cuerpo de bomberos, servicios médicos, recolección de basura, protección civil y la población en general, deberían cambiar sus rutinas urbanas y contar con los medios adecuados: lanchas, motonetas acuáticas, bicicletas, etc.
7. Implantar programas de educación y difusión, adecuados a las nuevas condiciones.

Figura 1.3.
Escuela en
Perú





Figura 1.4. Casa construida en zona inundable en Estados Unidos



Figura 1.5. Casas construidas en zonas unundables en Costa Rica

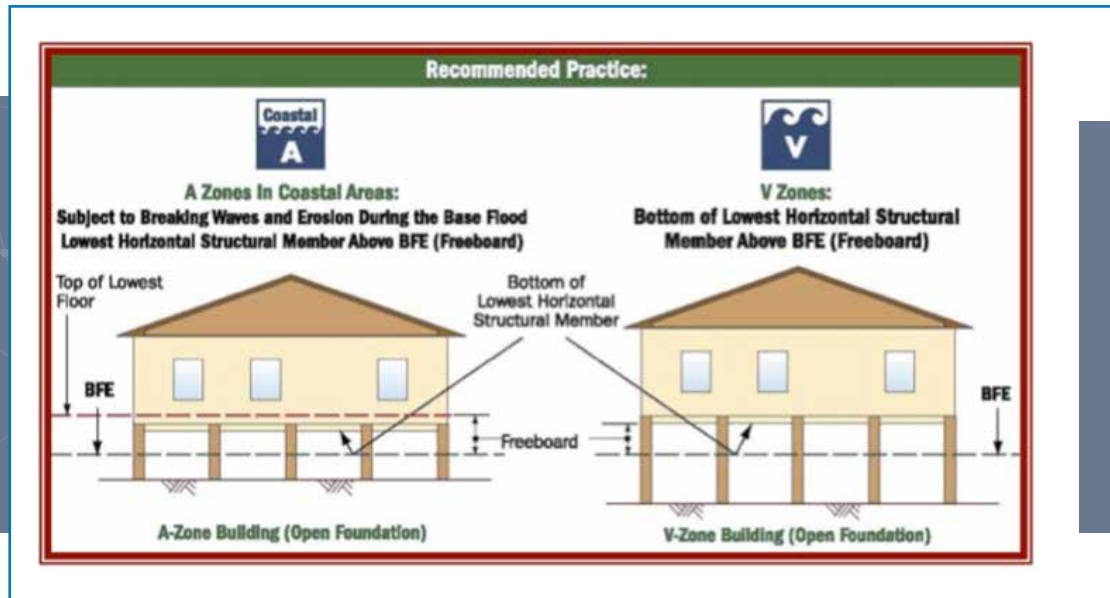
1.6. ¿Qué hacer?

Se proponen a continuación una serie de acciones que ayudarán a remediar la situación actual:

Recuperar las capacidades hidráulicas de los cauces.

Elaborar programas de ordenamiento territorial que consideren el manejo de crecientes.

Figura 1.1.
Escuela en
Perú



Grandes civilizaciones como la azteca estaba adaptada a las condiciones del lago y de los islotes, y pudieron desarrollar un gran imperio viviendo en armonía con el medio ambiente.

Reforestar las partes altas de las cuencas de los ríos.

Reubicar los asentamientos humanos que se ubiquen en zonas de riesgo a inundación.

Promover la revisión y adecuación de los marcos legales estatales y municipales, para contar con zonas de regulación.

Impulsar el compromiso del estado/municipio a contar con plan de desarrollo urbano y territorial actualizado.

Promover el aseguramiento de infraestructura urbana municipal y de aquellas personas que vivan en zonas de riesgo.

Mejorar la seguridad de las presas de almacenamiento y derivación.

Revisar los planes de estudio de ingeniería fluvial y arquitectura de inundaciones.

1.7. Conclusión

Es un hecho que bajo las condiciones actuales de desarrollo territorial y el cambio climático, los ríos con menor capacidad que la que la naturaleza les dio, no podrán conducir los caudales que hacia ellos llegan, y en consecuencia las inundaciones seguirán siendo un problema cada vez más creciente.

Las soluciones no son fáciles y además son urgentes, en todo caso basta comparar el costo del impacto de las inundaciones, con el de las acciones que hay que tomar para notar que es el momento de actuar.

Convivir con las inundaciones de manera sustentable es una tarea que no puede postergarse más.

1.8. Referencias

- Centro Nacional de Prevención de Desastres, "Características e impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en la República Mexicana", Cenapred, México 2010.
- Arreguín F. "Algunas reflexiones sobre por qué se presentan cada vez más y peores inundaciones", Revista Ingeniería Civil, Num. 497/Año LX/ Septiembre 2010, Colegio de Ingenieros Civiles de México, México D. F. pp 20-24.
- Comisión Nacional del Agua, "Manual para el control de inundaciones", Comisión Nacional del Agua, México, en prensa.



2

Planificación de Sectores en redes de agua potable con el uso de un modelo de simulación hidráulica

José Manuel Rodríguez Varela, Víctor Hugo Alcocer Yamanaka

Víctor Bourguett Ortíz, Petronilo Cortez Mejía

Subcoordinación de Hidráulica Urbana

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Salvador Rubalcaba Mendoza, Carlos Ballesteros Rivas, Carmen Julia

Navarro Gómez

Junta Municipal de Agua y Saneamiento de Chihuahua

Ing. Eduardo Issa Bolos

Junta Central de Agua y Saneamiento de Chihuahua

2.1. Introducción

Debido al crecimiento acelerado de población de algunas ciudades del país, los sistemas de agua potable correspondientes se ven en la necesidad de enfocar sus esfuerzos tanto técnicos como económicos a la búsqueda de nuevas fuentes de abastecimiento con el fin de ampliar su cobertura, dejando en un segundo término la mejora del servicio. .

Es en ese sentido que en el año del 2008, la Junta Municipal de Agua y Saneamiento (JMAS) y la Junta Central de Agua y Saneamiento (JCAS) de Chihuahua, Chihuahua, en conjunto con el IMTA realizan el proyecto: Diagnóstico, modelación y planificación de sectores en la red de distribución de agua potable de Chihuahua, Chihuahua; como parte de la planeación de acciones para mejorar el funcionamiento hidráulico del sistema de agua potable de la ciudad, así como recuperar y controlar las pérdidas de agua. Para esto se llevó a cabo la implementación del análisis hidráulico de la red de distribución mediante el uso de un programa de cómputo, lo que permitió, evaluar un diversos escenarios de simulación, y con ello definir mejores políticas de operación.

1.9. Operación actual de la red de distribución

Actualmente la cobertura de agua potable es del 93.84%, la JMAS realiza esfuerzos para mantener y mejorar este porcentaje, desde el año de 1968 se comenzó a ampliar la infraestructura hidráulica con la incorporación de nuevas conducciones de agua, es en este año en que se ponen en marcha la batería de pozos y la conducción de Ojos de Chuisicar y Panamericana (ver Figura 2.1). En 1977 se pone en funcionamiento la conducción de Sacramentos

Viejos. En 1980 entran en marcha las conducciones de Sacramento Norte y Tabalaopa Aldama. En 1985, se instalan la conducción de Tabalaopa Nombre de Dios, en el año de 1896 la conducción de El Sáuz Etapa I y diez años después, en 1996 la conducción El Sáuz Etapa II y por último en el año 2004 se incorpora la batería de pozos y conducción Puerta de Chihuahua (Referencia 4).

La construcción y puesta en marcha de estas conducciones de agua (Figura 2.2) fueron necesarias ya que la ciudad de Chihuahua experimenta un crecimiento acelerado de su pobla-

Figura 2.1.
Localización de las principales baterías de pozos en Chihuahua.



ción, con un promedio del 3.14 %, así como su mancha urbana que tiene un crecimiento histórico de 3.78 % en el incremento de su superficie. Esto obliga a la JMAS a invertir recursos económicos para incrementar su capacidad de suministro de agua.

Actualmente la JMAS tiene capacidad para extraer un caudal máximo de 4027 l/s, caudal muy similar al gasto máximo diario demandado en el año 2007 de 4050 l/s, por lo que la demanda de verano no es posible satisfacerla en la actualidad, esto se refleja en los horarios de servicio tandeado que

tiene la JMAS en algunos sectores de la ciudad (Figura 2.3).

En cuanto a la fuente de abasto de agua superficial, ésta es irregular (no permanente) y por lo tanto no es un recurso con el que el sistema de agua potable cuenta todo el año para el suministro de agua potable. La presa Chihuahua es la única que abastece agua potable de la Ciudad, aportando un volumen de 374,100 m³ en los meses de mayo a julio, lo que representa un 0.46% del volumen suministrado a la ciudad desde los meses de enero a diciembre del 2007.

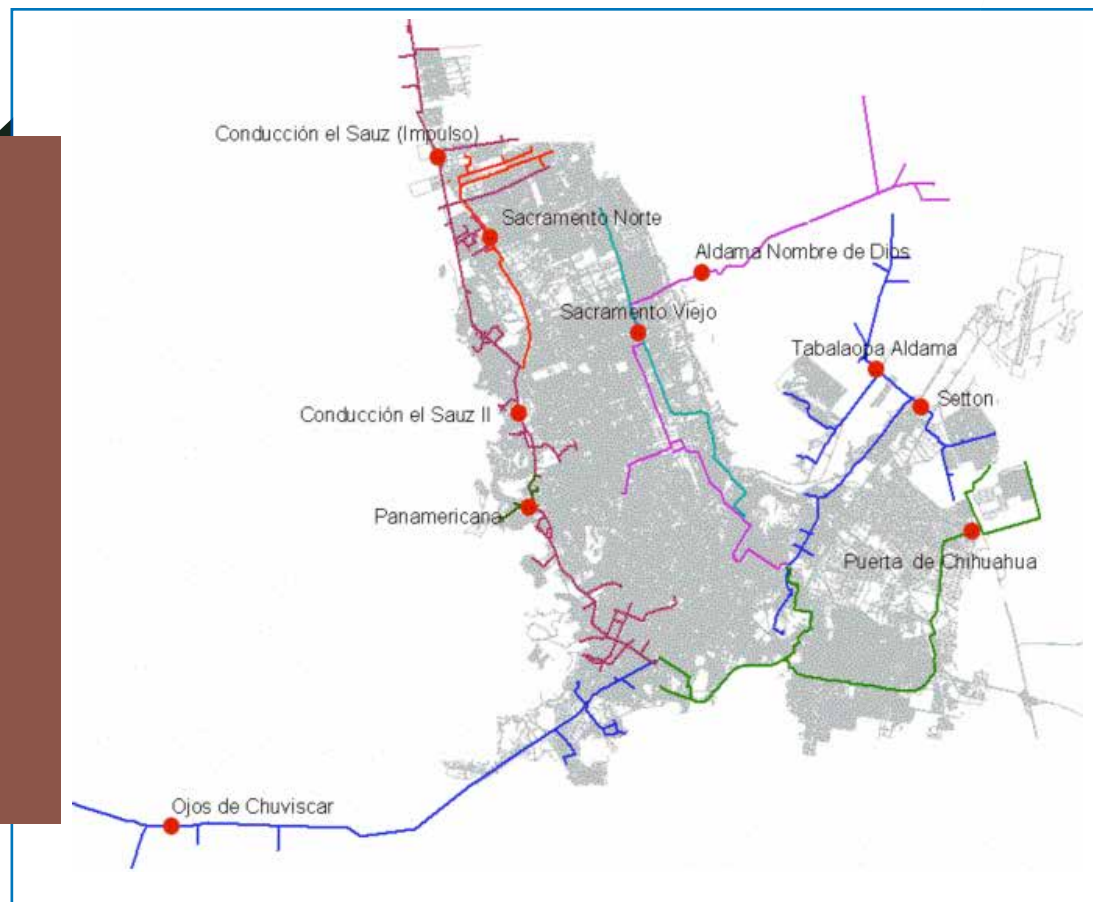


Figura 2.2. Líneas de conducción en la ciudad de Chihuahua

Figura 2.3.
Horario de servicio de suministro de agua potable para cada colonia

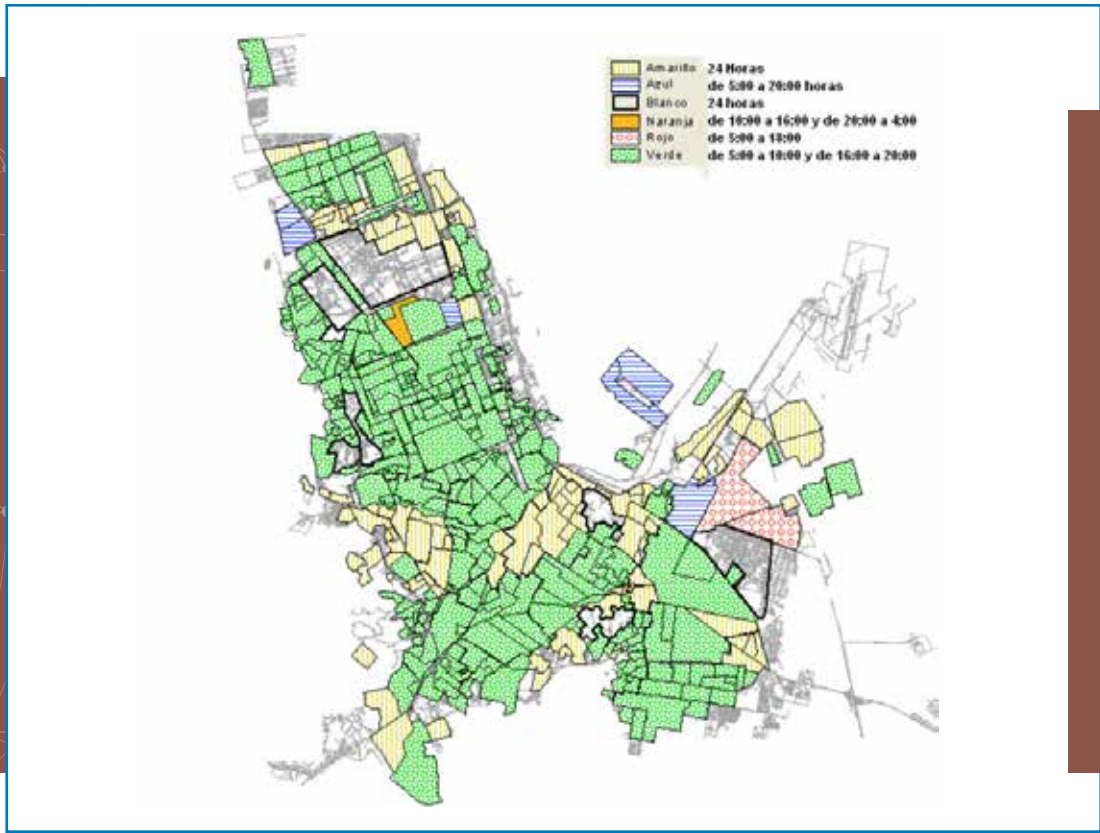
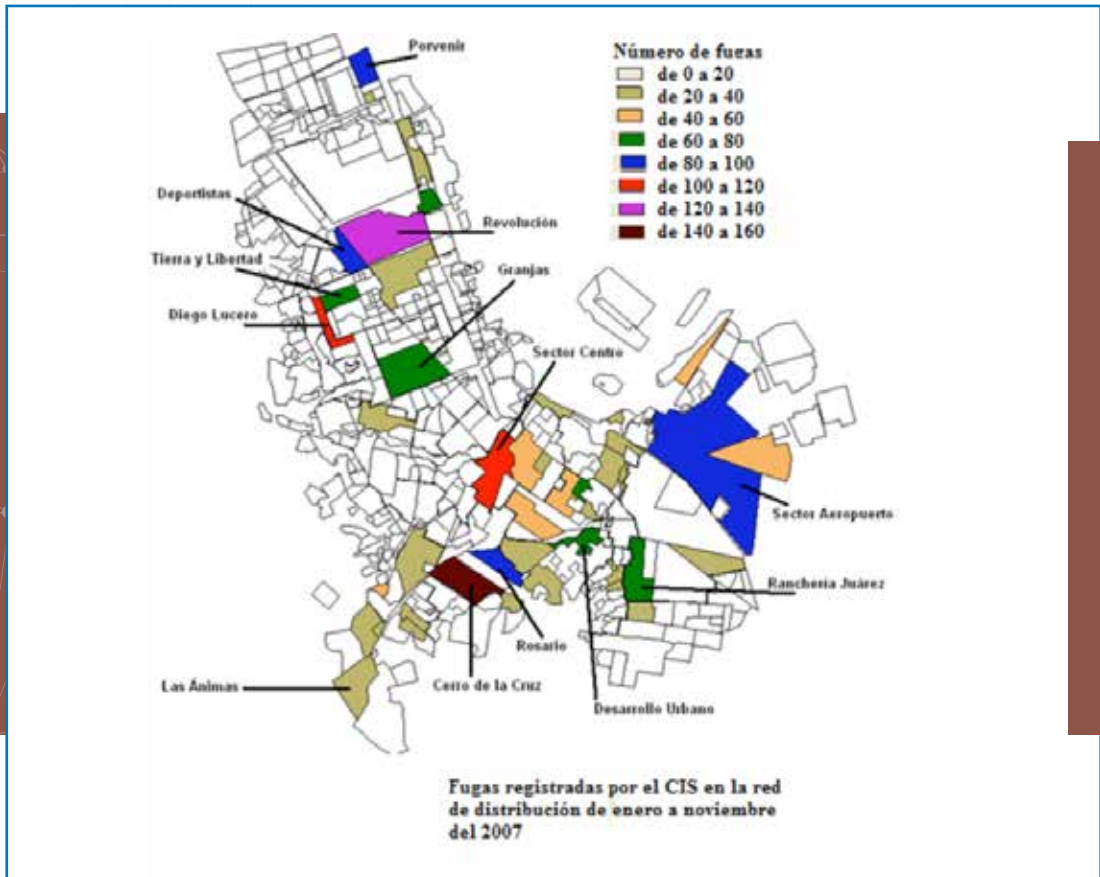


Figura 2.4.
Zonas con alta incidencia de fugas en la red de distribución



En cuanto a la red de distribución de acuerdo con los reportes estadísticos de fugas entregados por el Centro de Información y Servicio (CIS) de la JMAS, el 62.32 % de la red de agua potable está en buen estado (Figura 2.4). El 23.24 % requiere de un programa de detección y reparación de fugas y el 14.43% de la red debe ser rehabilitado. Cabe señalar que en casi el 40% de la longitud de la red es necesario un análisis a detalle para jerarquizar la reposición de tramos de tuberías. También es visible que este problema se concentra en la parte centro-sur de la Ciudad, considerando que ahí es donde se tienen las tuberías más antiguas y es donde se tiene mayor incertidumbre en el catastro de la red.

2.2. Infraestructura actual

La ciudad de Chihuahua cuenta con 125 pozos profundos en activo (diciembre del 2008), para una

producción máxima de agua de 4027 l/s; además cuenta con 66 tanques tanto elevados como superficiales (Figura 2.5) con una capacidad total de almacenamiento de 133,970 m³ (ver Tabla 2.1).

En cuanto a rebombeos en la ciudad se cuenta con 35 rebombeos que en conjunto tienen 66 bombas operando, la mayoría de ellos se instalaron para dar agua a las colonias ubicadas al oeste de la ciudad y que se ubican por arriba de la cota 1500 msnm.

En la actualidad, la JMAS para mejorar el servicio de agua dividió la red en 70 macrosectores (Figura 2.5), lo que facilita la distribución de agua que llega en bloque a través de las 8 conducciones antes mencionadas, el problema es que algunos de estos macrosectores son tan grandes, ejemplo el sector del tanque Colina que abarca 32,071 tomas domiciliarias, que se dificulta la operación del servicio y la búsqueda de fugas en

Tabla 2.1. Clasificación de tanque y su capacidad

Tipo de tanque	No. de tanques			Capacidad m ³		
	Operando	Fuera de servicio	Total	Operando	Fuera de servicio	Total
Tanques superficiales	38	2	40	129,440	5,500	139,940
Tanques elevados	28	16	44	6,880	2,350	6,880
Total	66	18	84	133,970	7.850	141,820

la red. Para salvar este problema se propuso la construcción del modelo de simulación hidráulica con el que fuera posible analizar diversos escenarios de sectorización de la red hasta llegar a un nivel de operación de distrito hidrométrico.

2.3. Construcción del modelo de simulación de la red de distribución

Con base en la información proporcionada por la JMÁS de la red de

distribución así como de su operación, se construyó el modelo de simulación en la plataforma de Infoworks WS (referencia 1). El modelo consta de 35,353 nodos, 40,573 tramos de tubería, 66 tanques, 35 rebombos, 125 pozos y 258,590 puntos de clientes, mediante los cuales se simulan las tomas domiciliarias. Lo que lo convierte en el modo de simulación más grande construido en México y uno de los más grandes del mundo. Además se incorporó el modelo digital de elevaciones con lo que se facilitó el cálculo de las elevaciones en nodos y tanques (Figura 2.6).

Figura 2.5. Macrosectores en que está dividida la red de distribución



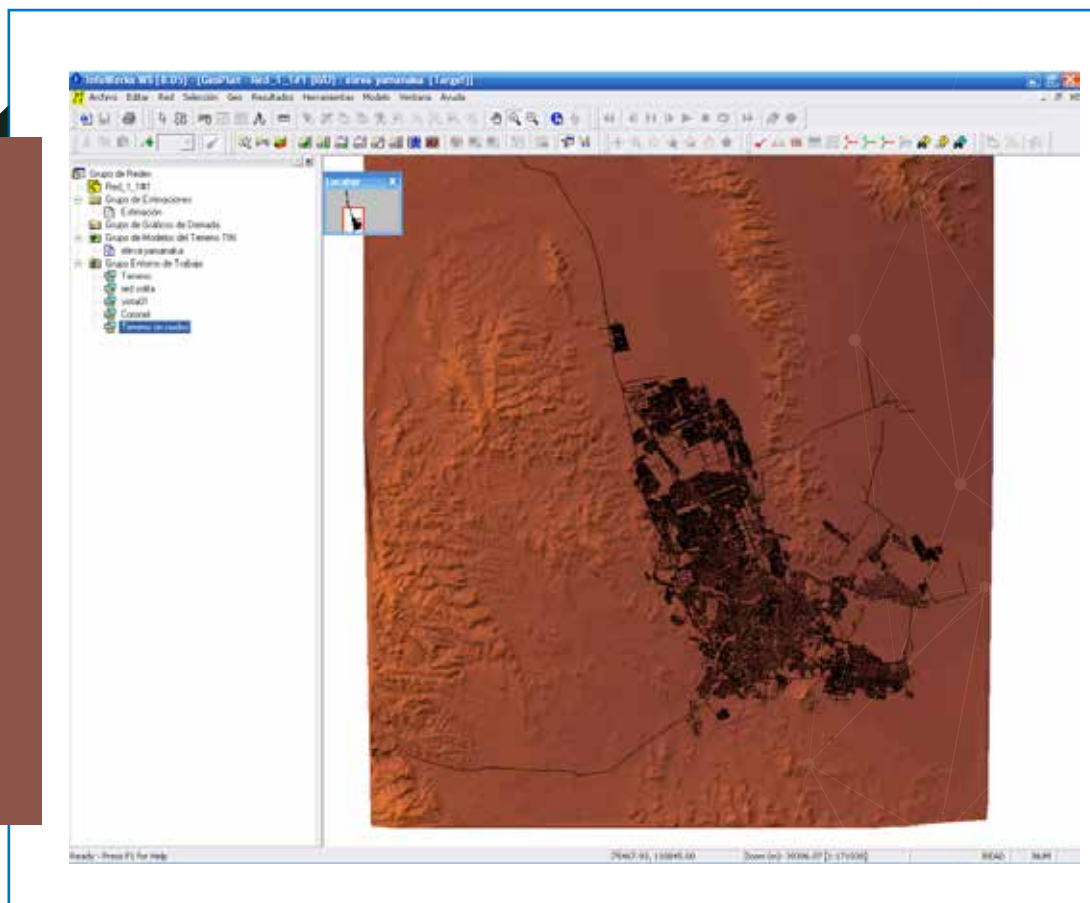


Figura 2.6. Modelo de simulación y modelo digital de elevaciones en Infoworks WS.

2.4. Calibración del modelo de simulación

El modelo de simulación de la red, se calibró gracias a las mediciones de presión realizadas con registradores en 400 puntos, localizados en diversas áreas de la ciudad (Figura 2.7). Con estas mediciones se crearon los mapas de iso presión (Figura 2.8) en donde fue posible detectar las zonas de baja presión, mismas en donde es necesario mejorar el servicio.

Se logró que los errores de presión y gasto, entre los valores medidos en campo y los que arroja el modelo de simulación fueran aceptables (referencia 1 y 2). La Figura 2.9, muestra la variación de la presión medida en campo en diversas zonas de la ciudad contra la presión calculada con el modelo de simulación, se observa que el modelo arroja resultados confiables con respecto a las mediciones de campo.

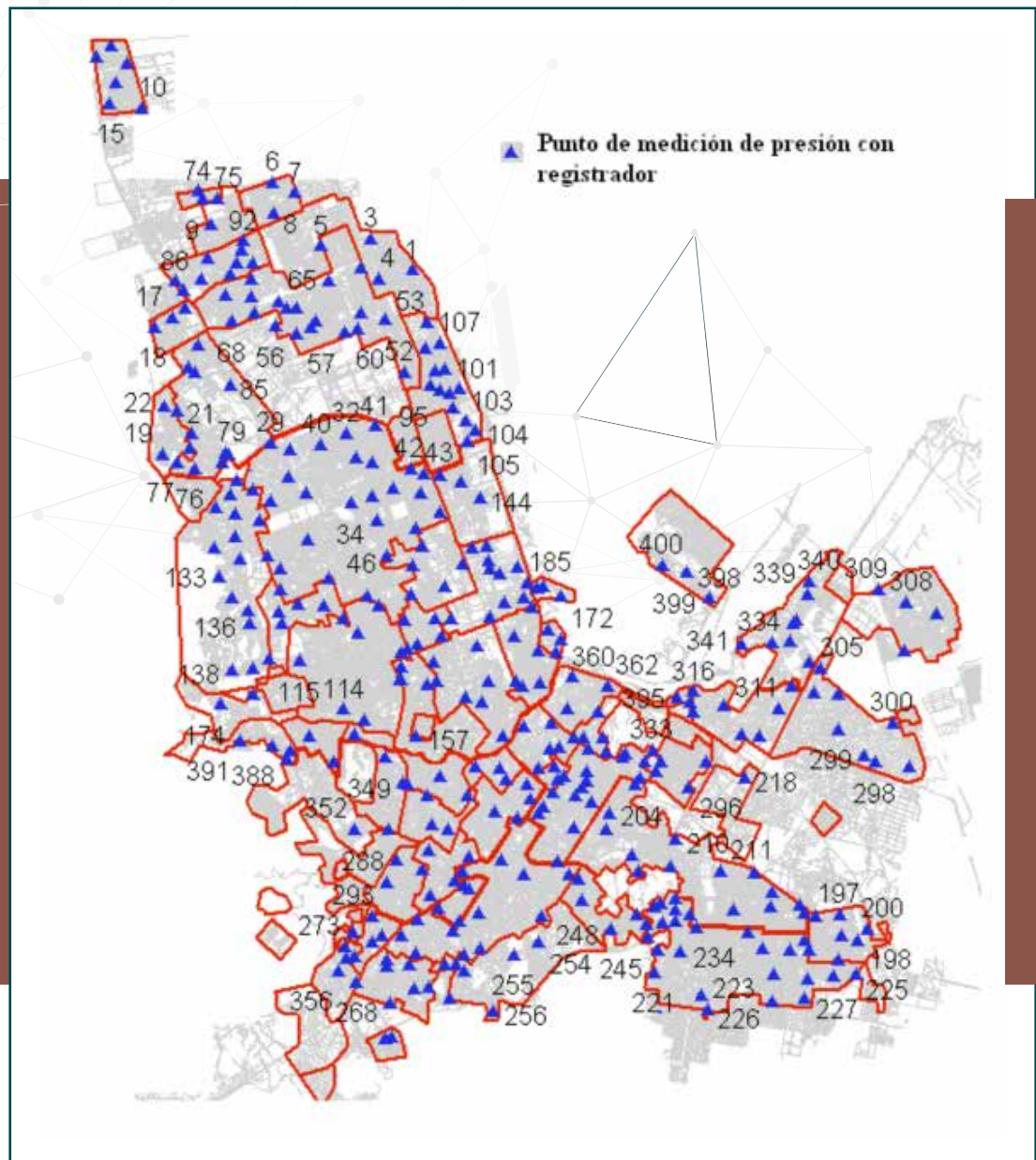


Figura 2.7.
Puntos en
donde se midió
la variación de
presión

2.5. Sectorización de la red de distribución

Con base en los macrosectores que actualmente tiene la JMÁS, se planificó la sectorización de la red, hasta

el nivel de distrito hidrométrico. Para esto se consideró la topografía del lugar, las presiones mínimas y máximas que se deberían respetar (15 metros columna de agua (mca) como presión mínima y 35 mca como presión máxima), el tamaño del distrito hidrométrico no debería ser

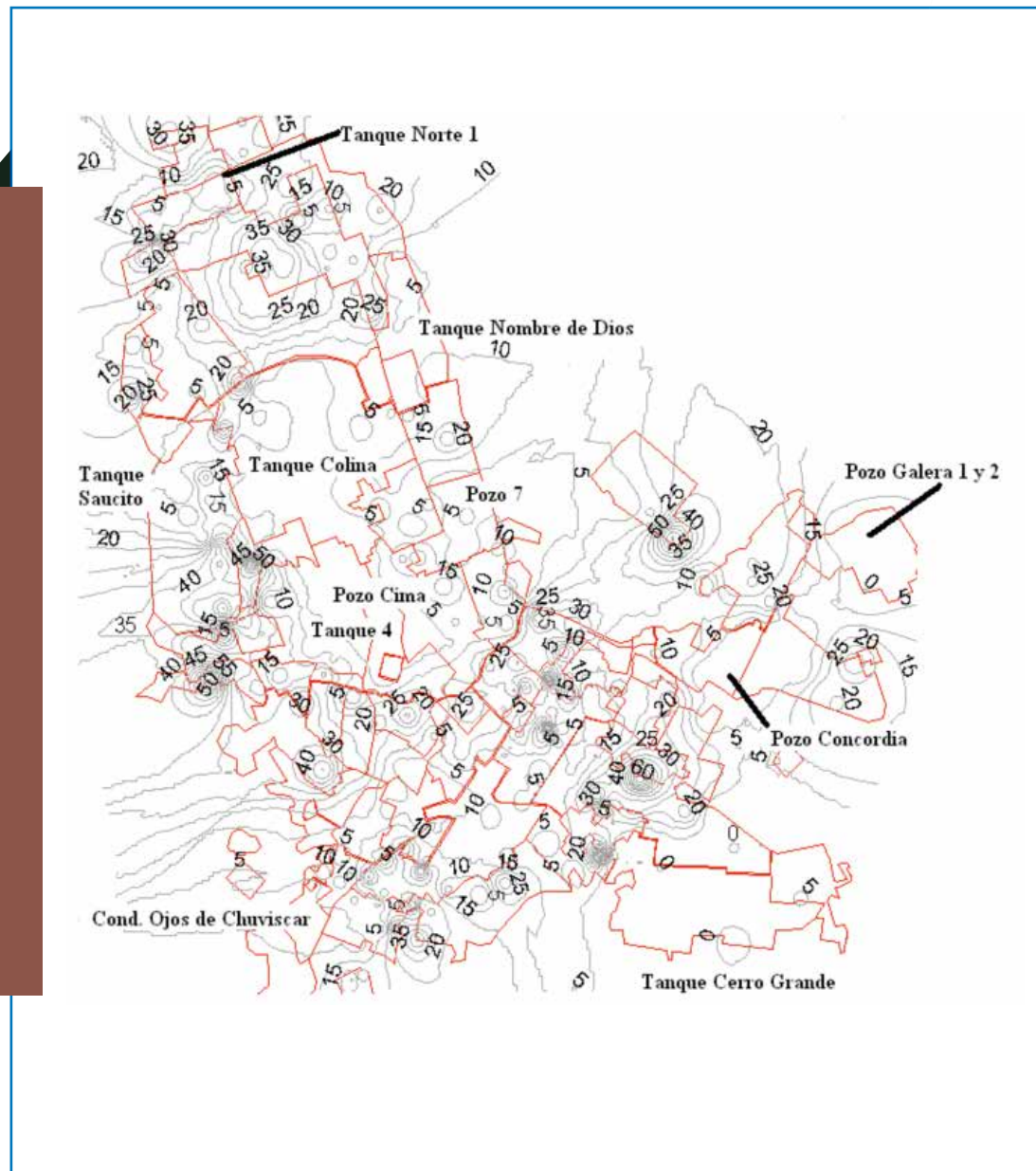


Figura 2.8. Isolíneas de presión en metros columna de agua, de la 1:00 de la mañana a las 5:00 de la mañana

de 500 usuarios, ya que esto facilita la operación de los mismos, aunque en algunos de los casos no fue posible respetar esta regla. Se diseñaron un total de 683 distritos hidrométricos dentro de los 70 macrosectores

(Figura 2.10), para esto se requiere de la instalación de 368.2 km de tubería de diversos diámetros, esto representa sólo el 12.7% de la longitud total de la red de distribución (Figura 2.11).

Figura 2.9.
Variación de la presión en
diversas áreas de influencia
(valores
medidos
contra valores
simulados)

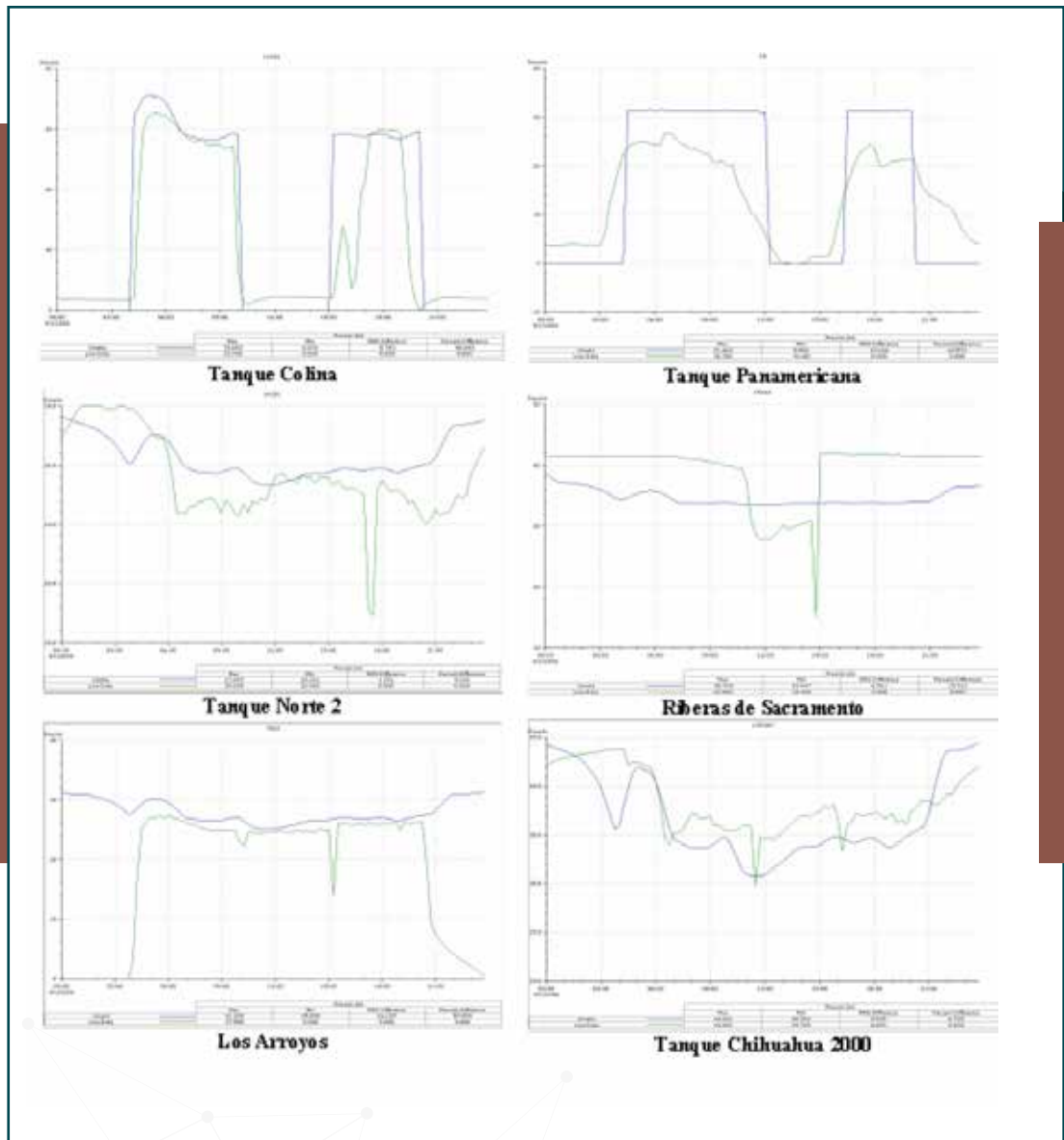




Figura 2.10.
Distritos
hidrométricos
diseñados con
el modelo de
simulación

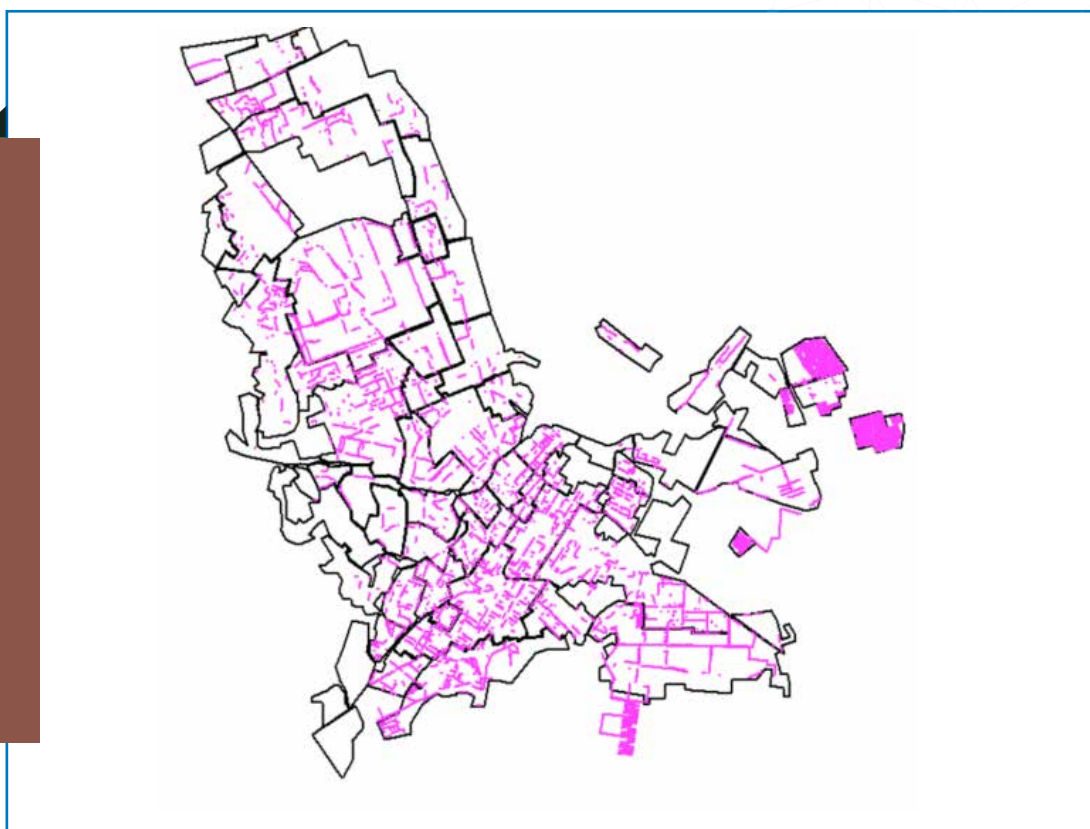
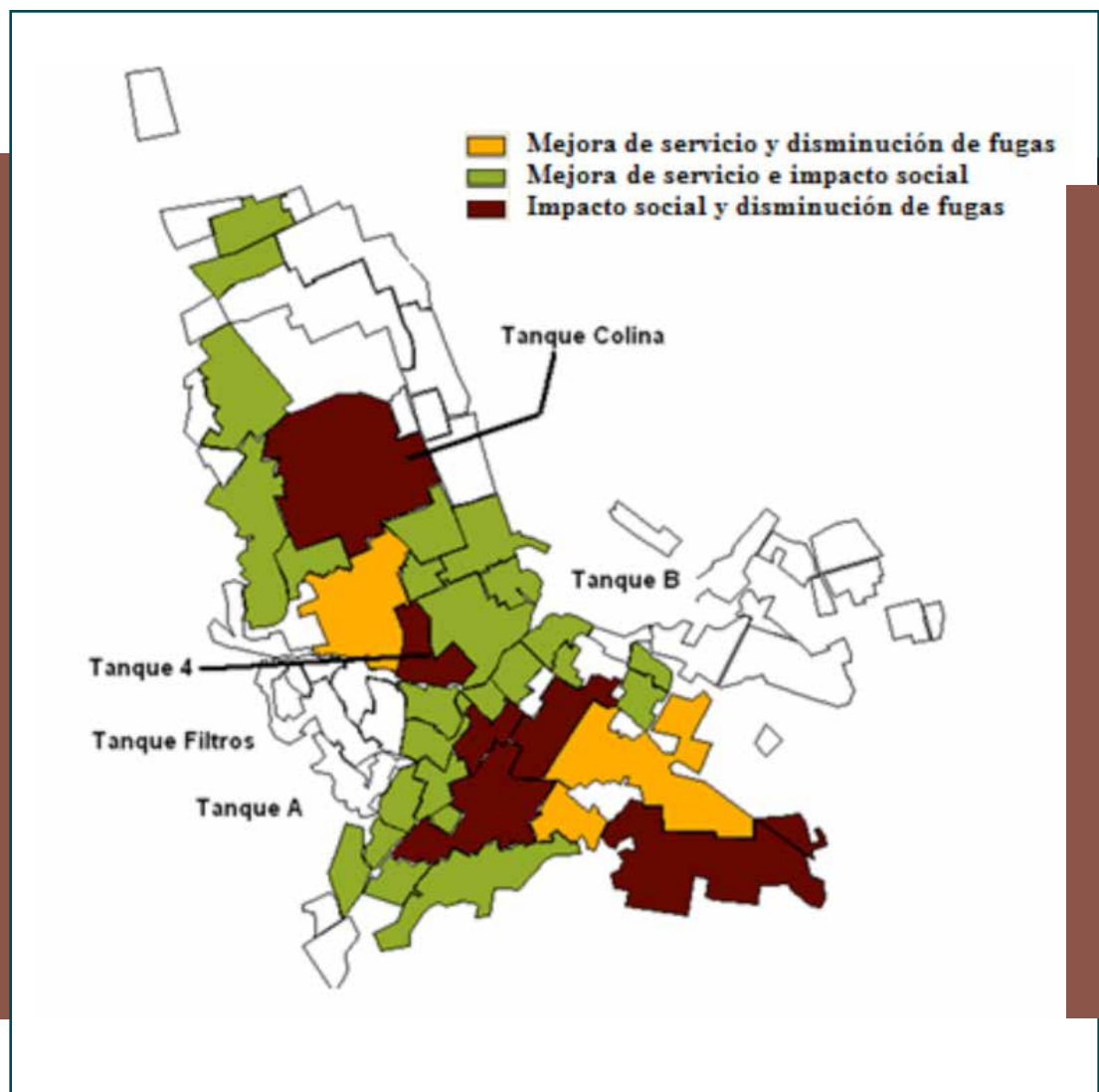


Figura 2.11.
Tubería nueva
que se debe
instalar para
lograr la
sectorización
de la red a
nivel distrito
hidrométrico

2.6. Costos de sectorización

Para la implementación de los 683 distritos hidrométricos se requiere de una inversión de 392 millones de pesos, como no es posible realizar una inversión puntual de tal cantidad de dinero se realizaron diversos escenarios para la construcción de dicha infraestructura, de tal forma

que el proyecto de sectorización a nivel distrito hidrométrico sea parte fundamental de la infraestructura de la JMAS. Para esto se identificaron zonas prioritarias dentro de la ciudad, que son aquellas en donde se tienen un impacto social más importante y además se ataca el problema de fugas (Figura 2.12), estas zonas en su conjunto abastecen al 65 % de la población.



Si se consideran diversos escenarios de inversión por parte de la JMAS se determinaría el tiempo que llevaría para lograr el objetivo de contar con los 683 distritos hidrométricos (Figura 2.13), así si se invierten 10 millones de pesos por año, la sectorización se lograría en 40 años y si se consideran sólo las áreas prioritarias ésta se alcanza en 26 años.

2.7. Sectorización de la zona de influencia del tanque Cerro Grande

Como parte de los trabajos de sectorización, la JMAS inició los trabajos en la zona de influencia del tanque Cerro Grande (Figura 2.14), ubicada

al sur de la ciudad. Ésta se compone de 25 distritos hidrométricos con 15,095 usuarios, de los cuales en los años 2008 y 2009 se habían implementado un total de 14 distritos hidrométricos.

La JMAS realizó en esta zona la vinculación predio contrato para la actualización del padrón comercial (cambios de giros, casas solas, lotes baldíos, sustraídos (sin contrato), duplicidad de contrato, tomas clandestinas) y está en proceso de equipar estos distritos con medidores de flujo ubicados a la entrada de cada zona para monitorear de forma permanente los caudales y presiones con la finalidad de identificar posibles fugas o problemas de suministro a la red.

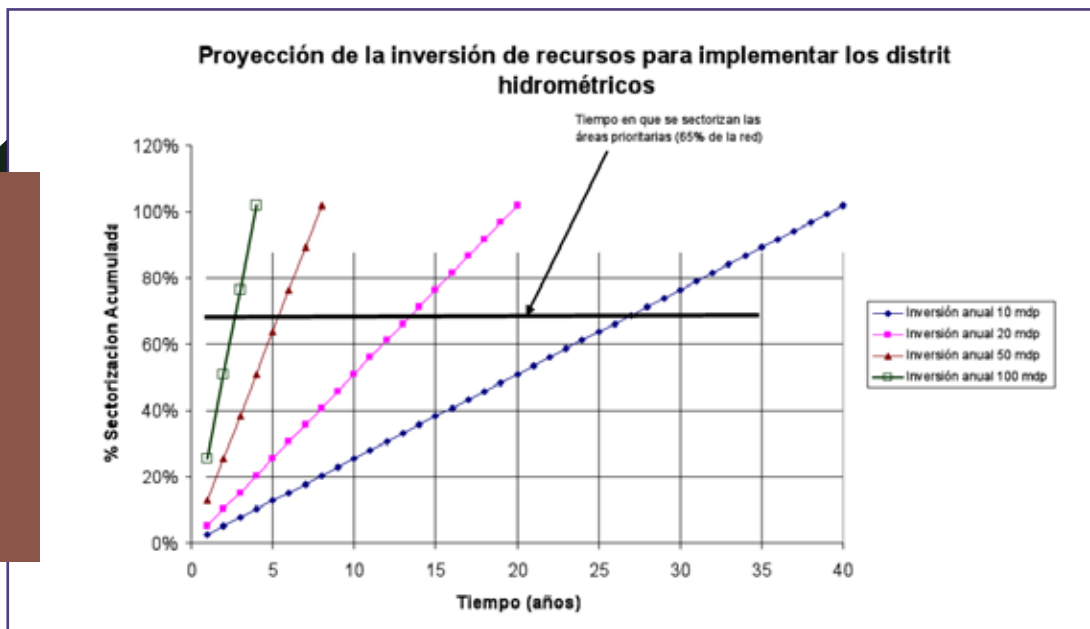
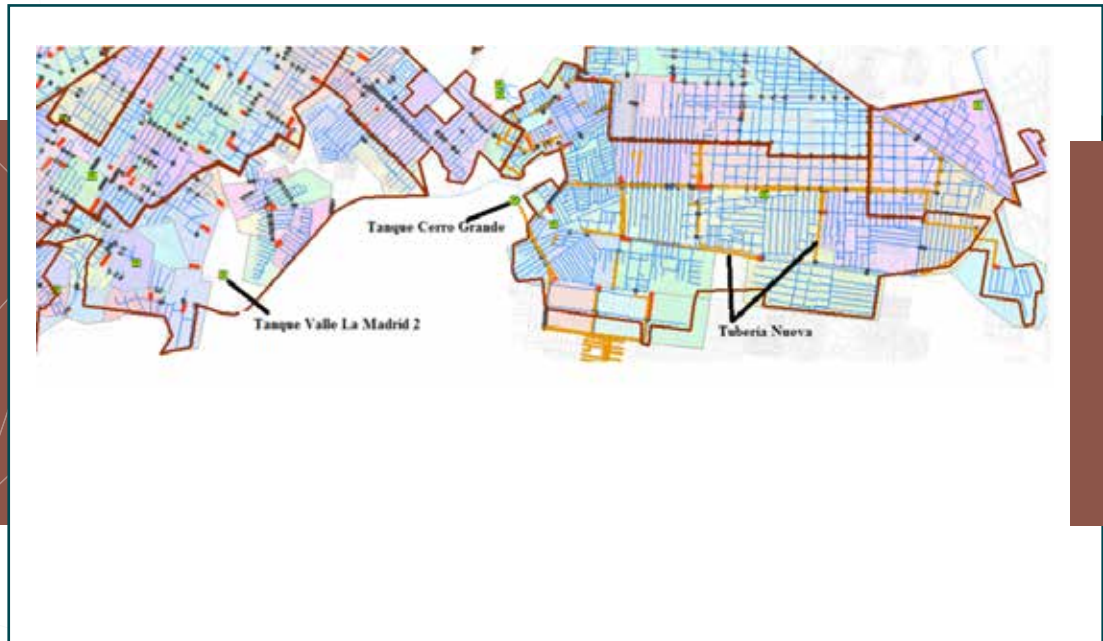


Figura 2.13. Inversión de recursos para la implementación de los distritos hidrométricos

Figura 2.14. Sectorización a nivel distrito hidrométrico de la zona de influencia del tanque cerro grande



2.8. Conclusiones

Los modelos de simulación hidráulica de redes de agua potable, demuestran ser una herramienta importante para la mejora en la operación de los sistemas de agua potable, en el caso de la ciudad de Chihuahua, se logró construir el modelo considerando las redes primarias y secundarias, además se simuló la red a nivel toma domiciliaria, para esto se integraron los predios en forma de puntos de cliente. La plataforma de Infoworks WS resultó ser muy versátil para simular una red de tal tamaño, además de integrar una gran cantidad de información estructurada en base de datos. Éste tiene una liga directa con un sistema de infor-

mación geográfica lo que permite la interacción con diversas capas de datos.

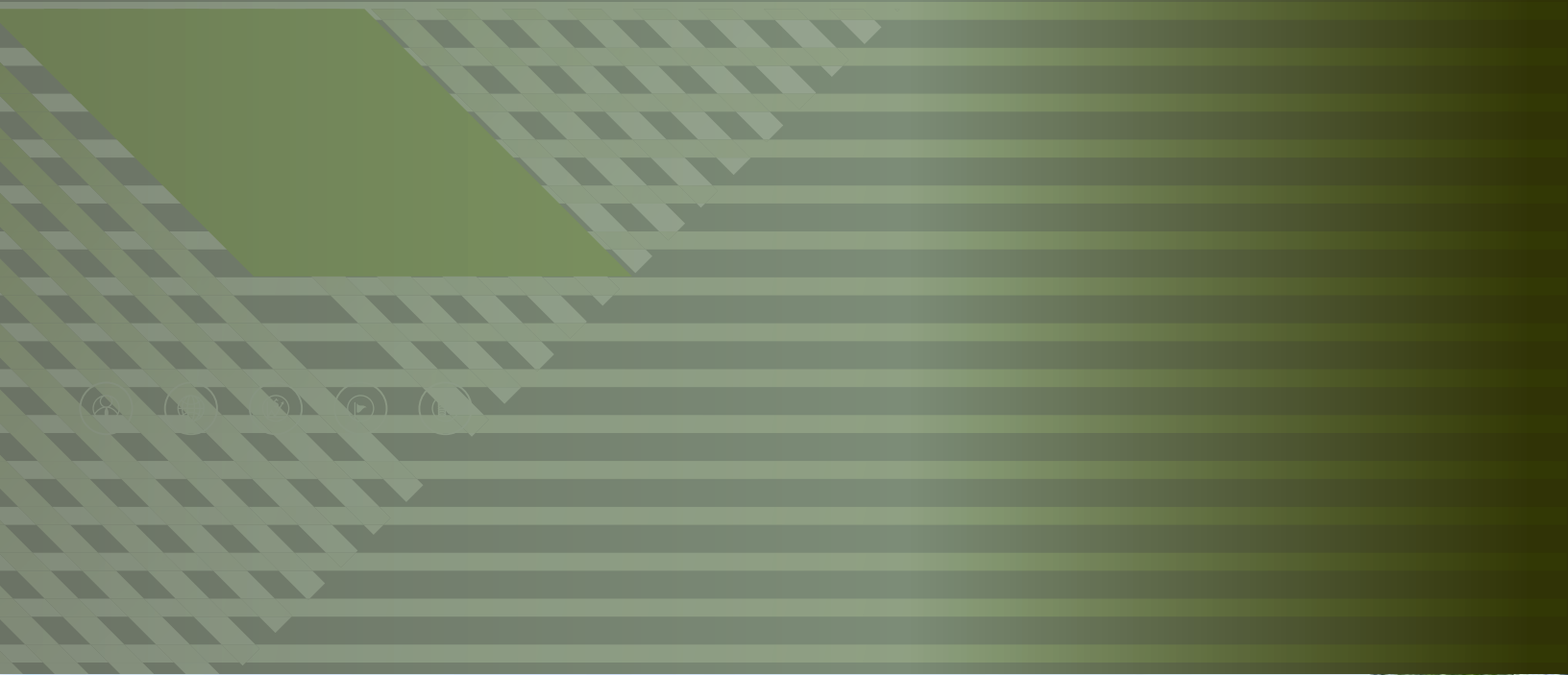
Con el modelo calibrado es más factible considerar diversos escenarios de operación, lo que implica una mejor toma de decisiones para los operarios de la red.

Debido a la importancia del modelo, la JMAS implementó en su estructura organizacional el departamento de simulación de redes, que será el encargado de dar mantenimiento al modelo de simulación. Para esto también se implementó el programa de inversiones para la construcción de los distritos hidrométricos en la zona de influencia del tanque

Cerro Grande, además se delimitó la zona de influencia del tanque Valle La Madrid 2, ubicado a un lado del tanque Cerro Grande, mismo que será puesto en marcha este año.

2.9. Referencias

1. Alcocer V., Tzatchkov V. (2007), Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable, Subdirección General Técnica, Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas Manual de Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento, MAPAS, CONAGUA.
2. Haestad Press, (1999), Calibration Accuracy, Current methods, vol. 1, núm. 1, pp. 21.
3. NOM-012-SCFI-1994, Medición de flujo de agua en conductos cerrados de sistemas hidráulicos-Medidores para agua potable fría-Especificaciones
4. Rodríguez V. J. M., Alcocer Y. V. H. Bourguett O. V., Tzatchkov V., (2008) Diagnóstico, modelación y planificación de sectores en la red de distribución de agua potable de chihuahua, chihuahua (Parte 1. Diagnóstico), convenio de colaboración: JMAS/IMTA/HC-0751.
5. Rodríguez V. J. M., Alcocer Y. V. H. Bourguett O. V., (2009) Diagnóstico, modelación y planificación de sectores en la red de distribución de agua potable de chihuahua, chihuahua (Parte 2. Modelación y Planificación de Sectores), convenio de colaboración: JMAS/IMTA/HC-0751.



3

Diseño de Redes de Alcantarillado Sanitario

David Zúñiga Malpica

Instituto Tecnológico de Zacatepec

Calzada Tecnológico No. 27

Zacatepec, Morelos.

C.P. 62780

Email: dzunigam@hotmail.com / zunigamalpica yahoo.com.mx

3.1. Introducción

Este trabajo presenta un modelo de hoja de cálculo, que permite la determinación de los diámetros, la revisión del tramo a pegado a norma y la estimación de las cotas de diseño que serán utilizadas para la presentación final del proyecto y para la elaboración de los planos constructivos. También es posible obtener los volúmenes de obra y el presupuesto respectivo del proyecto. El marco teórico utilizado se basa en la formula de Roberto Manning y la ecuación de continuidad, considerando un flujo uniforme y permanente acumulado al tramo. En la revisión se utilizan aproximaciones sucesivas para determinar el área hidráulica y el tirante normal que se presentará en función de los gastos de proyecto. El inadecuado dimensionamiento de las tuberías en las redes de drenaje sanitario de las comunidades acarrea problemas, como son la falta de eficiencia hidráulica y particularmente el depósito de sedimentos en las atarjeas que implican altos costos de conservación y mantenimiento constante del sistema de alcantarillado sanitario que son necesarios para limpiar y mantener en buen estado los conductos. A fin de evitar el problema anteriormente mencionado, se recomienda una atención especial en la selección de los diámetros de las tuberías y una revisión de las características hidráulicas de cada tramo con el propósito de garantizar el funcionamiento hidráulico tomando en cuenta las normas de Alcantarillado sanitario de localidades urbanas de la República Mexicana.

El funcionamiento adecuado del flujo en las redes de alcantarillado sanitario, se logra mediante el análisis del escurrimiento en cada tramo, considerando para ello el establecer una pendiente geométrica que permita un régimen de flujo normal dentro de la velocidad mínima y máxima establecida por la norma.

3.2. Datos necesarios

Para dimensionar las tuberías y poder efectuar la revisión del flujo que pasa por ellas se considera que ya se tiene preparado todos los estudios para la planeación integral del sistema de alcantarillado y que se cuenta con la alternativa definitiva del trazo de la red. En síntesis es necesario contar con los siguientes datos:

- Plano de topográfico que tenga las cotas de cruce y de puntos de interés referidos al BN.
- Plano de pendientes que muestre el sentido del escurrimiento en cada tramo
- Plano de traza y nomenclatura que represente la planeación definitiva de la red.
- Gastos de diseño para cada tramo obtenidos a partir de la población de proyecto y del gasto unitario del proyecto.

3.3. Consideraciones hidráulicas

El flujo en las redes de alcantarillado sanitario se considera permanente y uniforme, por lo que el dimensionamiento de las tuberías y el análisis del flujo es una aplicación de la hidráulica fundamental.

El flujo en las alcantarillas para su estudio se considera como un escurrimiento a superficie libre, donde el escurrimiento se realiza por la fuerza de la gravedad, motivada por la diferencia de elevaciones al inicio y al final de cada tramo. Para el dimensionamiento de las tuberías de un sistema de alcantarillado tradicionalmente se utilizan expresiones de tipo empírico como son la fórmula de Manning, Chezy, Hazen y Willians, entre otras.

Este trabajo se apoya en la fórmula de Roberto Manning, en la cual en primer lugar se parte de los requerimientos del proyecto y de datos de campo como es el gasto de diseño, la pendiente del terreno en el tramo por analizar y la coeficiente rugosidad de Manning que esta en función del material de construcción de los tubos.

Para la revisión de la velocidad y del tirante hidráulico se determina previamente el tirante normal ó parcial por medio de aproximaciones sucesivas hasta cumplir la igualdad planteada entre los datos de partida $(Qn/CmS^{1/2})$ y el factor de sección $(AR^{2/3})$. La velocidad se obtiene aplicando el principio de continuidad, estimando previamente el área hidráulica de la sección transversal asociada al tirante normal obtenido.:

y	=	Tirante (m)
r	=	Radio geométrico
A	=	Área hidráulica (m ²)
P	=	Perímetro mojado (m)
R	=	Radio hidráulico (m)
θ	=	Ángulo (radianes)

$$A = \frac{\phi^2}{8}(\theta - \text{Sen}\theta) \quad \text{Ecuación 3.1}$$

$$P \frac{\theta \phi}{2} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$R = \frac{\phi}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right) \quad \text{Ecuación 3.3}$$

3.4. Canal circular

Para determinar el tirante parcial es necesario conocer los elementos geométricos de la sección transversal circular:

$$y = \frac{\phi}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad \text{Ecuación 3.4}$$

$$\theta = 2_{\arccos} \left(1 - 2 \frac{y}{\phi}\right) \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Elementos Geométricos

B = Ancho de la superficie libre (m)

$$B = \phi \text{sen} \frac{\theta}{2} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

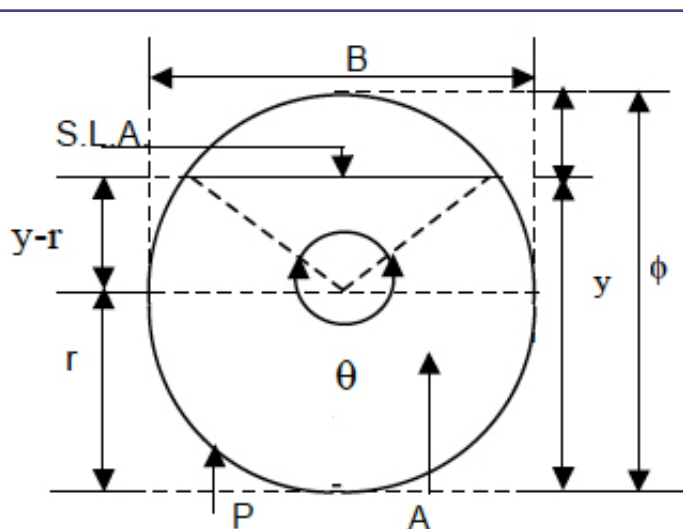


Figura 3.1.
Elementos
geométricos

3.5. Formulas básicas utilizadas en la hoja electrónica de cálculo

Fórmulas de Roberto Manning

$$V = \frac{C_m}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

donde:

- V = Velocidad media (m/s)
- C_m = Constante empírica (1.0 m^{1/3}/seg en el sistema internacional)

sistema internacional

- R = Radio hidráulico (m)
- S = Pendiente hidráulica (adimensional)
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning

Representando la expresión de Manning en función del gasto a través del principio de continuidad se tiene:

$$Q = \frac{C_m}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

donde:

- Q = gasto o caudal (m³/seg)
- A = Área hidráulica de la sección transversal a la corriente (m²)

Dimensionamiento de tuberías

Partiendo de la expresión de Manning. Pasando al primer miembro los datos conocidos se

$$\frac{Qn}{C_m S^{1/2}} = AR^{2/3} \quad \text{Ecuación 3.9}$$



tiene:

Donde: El segundo miembro se le conoce como factor de sección.

Pero también se sabe que para un canal circular:

$$A = \frac{\pi\phi^2}{4}y \quad R = \frac{A}{P} = \frac{\pi\phi^2}{\pi\phi} \frac{4}{4} = \frac{\phi}{4}$$

Despejando el diámetro se tiene:

$$\phi = \left\{ \frac{Qn}{C_m S^{1/2}} \frac{4^{5/3}}{\pi} \right\}^{3/8}$$

Velocidad y tirante parcial

Para determinar el tirante parcial o normal que se presentará en la tubería, se parte de la

$$\frac{Qn}{C_m S^{1/2}} = AR^{2/3}$$

expresión que relaciona al factor de sección:

Ecuación 3.10

$$\frac{Qn}{C_m S^{1/2}} = AR^{2/3}$$

$$\frac{Qn}{mS^{1/2}} = \left[\frac{\phi^2}{8} (\theta - \text{sen}\theta) \right] \left[\frac{\phi}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta} \right) \right]^{2/3}$$

Sustituyendo los elementos geométricos del canal circular para un tirante y área parcial:

Expresión que se precisa por aproximaciones sucesivas, proponien-

do valores de θ hasta cumplir la igualdad con respecto a los datos propuestos. El ángulo que satisfaga la igualdad será el que determine el nivel de la superficie del agua y que permita obtener el tirante y área parcial.

$$y = \frac{\phi}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad \text{Ecuación 3.11}$$

$$A = \frac{\phi^2}{8} (\theta - \text{sen}\theta) \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Ecuación 3.13

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\text{área parcial}}{\text{perímetro parcial}}$$

$$\text{Velocidad parcial } V = \frac{C_m}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Para obtener la velocidad parcial se utiliza la fórmula de Manning conociendo el radio hidráulico a tubo parcial lleno:

Velocidad a tubo lleno

Aquí se considera que el caudal ocupa el área hidráulica que corresponde al área total del tubo y para determinar la velocidad se aplica el principio de continuidad:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\text{área parcial}}{\text{perímetro a tubo lleno}} = \frac{\phi}{4}$$

$$\text{Velocidad a tubo lleno } V = \frac{C_m}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Para efectos de proyecto es indispensable conocer las cotas de plantilla, las cotas de lomo y los niveles piezométricos, todas ellas referidas a las cotoas de terreno de cada uno de los tramos. Las cotas de plantillar se obtienen proponiendo un colchón en cualesquiera de los extremos del tramo como se muestra en la Figura 3.2.

Cotas de plantilla:

Ecuación 3.14

$$CPi = CTi - (Ci + \phi + 2e)$$

Ecuación 3.15

$$CPf = CPi - Sg(L)$$

Ecuación 3.16

$$Cf = CTf - (CPf + \phi + 2e)$$

Cotas de lomo:

Ecuación 3.17

$$CLi = CTi - Ci$$

Ecuación 3.18

$$CLf = CPf + \phi + 2e$$

Niveles piezométricos

Ecuación 3.19

$$NPi = CPi + e + y_{tp}$$

Ecuación 3.20

$$Npf = CPf + e + y_{ts}$$

donde:

CPi = Cota de plantilla al inicio

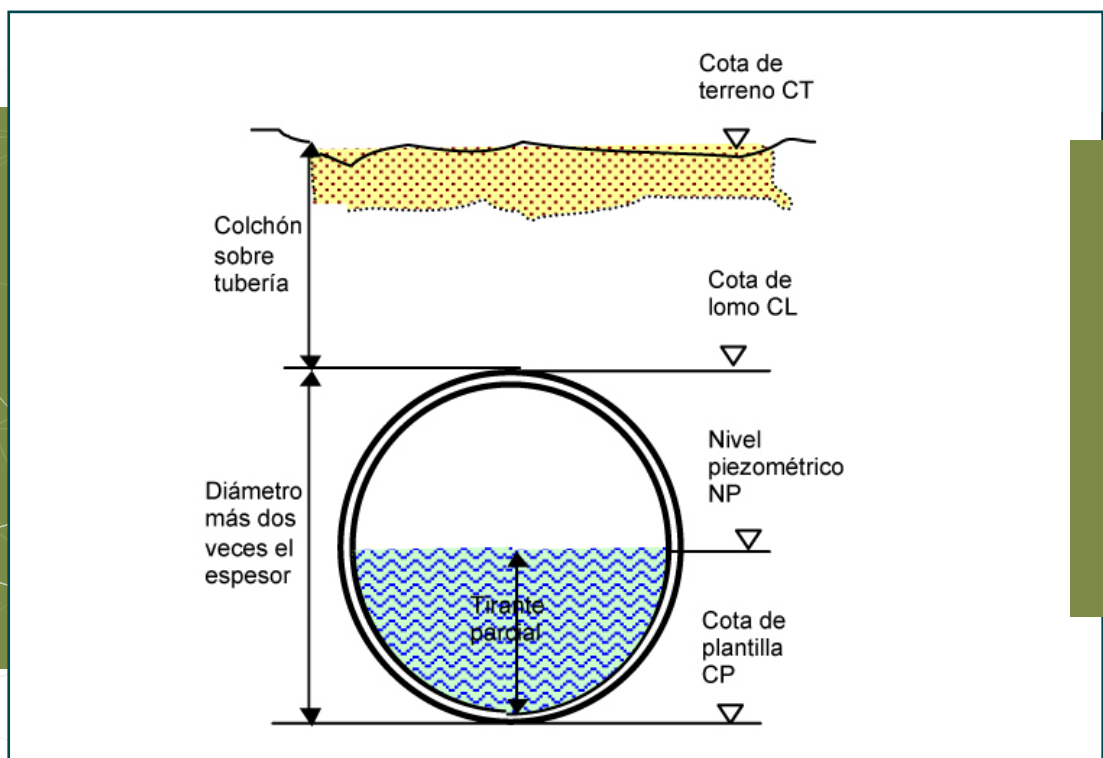
CPf = Cota de plantilla al final

CLi = Cota de lomo al inicio

CLf = Cota del lomo al final

NPi = Nivel piezométrico al inicio

Figura 3.2.
Niveles de
proyecto en obras
de alcantarillado



NPf	=	Nivel piezométrico al final
Ci	=	Colchón al inicio
Cf	=	Colchón al final
e	=	espesor de la tubería
ϕ	=	diámetro de la tubería
y_{lp}	=	tirante parcial del propio tramo
y_{ls}	=	tirante parcial del tramo siguiente

3.6. Operación y descripción de la hoja electrónica de cálculo

La hoja electrónica de cálculo HEC que se propone permite determinar los diámetros de las tuberías que conforman la red de alcantarillado sanitario, así como la revisión del flujo que escurre por los tramos de atarjeas por construir.

A fin de poder elaborar con facilidad la HEC se describen, en la tabla 1, las columnas requeridas para la realización de los cálculos hidráulicos mencionados.

3.7. Conclusiones

La HEC descrita anteriormente realiza el cálculo hidráulico básico para dimensionar las tuberías y revisar el ecurrimiento que fluye por ellas; dependiendo de la información

que se requiera, se imprimirán las columnas que se requieran, ocultando aquellas en las que los datos contenidos no son relevantes

Así, la HEC propuesta es de gran utilidad en el Proyecto de Sistemas de Alcantarillado sanitario, permite al proyectista realizar su trabajo en el menor tiempo posible y con mejor grado de confianza en la aproximación de los cálculos. Quizás la mayor importancia del presente trabajo se encuentre en la revisión del flujo, ya que permite simular el funcionamiento hidráulico para diferentes condiciones de pendiente geométrica. Esto primordialmente ayuda a optimizar la pendiente de plantilla para alojar las tuberías y colocarlas para que el flujo cumpla con la norma.

La HEC tendrá particular importancia para los profesores y alumnos de Ingeniería Civil, ya que permitirá interactuar la cátedra y el trabajo de planeación del proyecto con la computadora, sin embargo, debemos tener en cuenta los siguientes aspectos:

1. La HEC no supe la experiencia y capacidad del proyectista en relación con los proyectos de alcantarillado sanitario.

2. La HEC no considera aspectos que podrían ser relevantes en relación con la construcción de obras de alcantarillado.
3. Debe tenerse especial cuidado en los puntos que son comunes a cada tramo analizado.
4. El cálculo hidráulico se puede realizar en el sentido del escurrimiento o viceversa, sin embargo, es más recomendable realizarlo de aguas abajo hacia aguas arriba, por que permite tener un control favorable del volumen de excavaciones.
5. Es recomendable proponer colchones en tramos de colectores y subcolectores entre 1.50 a 2.0m y para atarjeas entre 1.0 a 1.50m.
6. Es preferible manejar un número consistente de decimales y si es preciso de 3 a 4 sobre todo en las columnas para ajustar el factor de sección a la constante hidráulica de cada tramo.
7. La HEC permite visualizar, para cada tramo analizado, los distintos valores que toman las características hidráulicas como el área, el perímetro mojado, el radio hidráulico, la velocidad, etc. en cada ocasión que se varía la pendiente geométrica. Esto es importante para el proceso de enseñanza aprendizaje de la hidráulica.
8. Permite verificar, fácil y rápidamente, que los valores del tirante, la velocidad y el colchón sobre las



tuberías se encuentren limitados y no cumplan con la norma.

3.8. Referencias

CNA, Comisión Nacional del Agua, México.

MAPAS, Manual de Agua Potable alcantarillado y Saneamiento.

SAHOP

Normas de Proyecto para obras de Alcantarillado Sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana.

Editorial SAHOP, México.

Sotelo Avila, G., Hidráulica General Vol.I. Fundamentos

Editorial Limusa, México, 1980.

Ven Te Chow Ph. D., Hidráulica de canales abiertos

Editorial McGrawHill

Harold E. Babbitt, Alcantarillado y tratamiento de aguas negras

Editorial Continental S.A., México

Metcalf & Eddy, Inc., George Tchobanoglous, Wastewater Engineering

Collection and Pumping of Wastewater

Editorial McGrawHill. Inc.

Richard A. French, Hidráulica de canales abiertos

Editorial McGrawHill

Microsoft Excel 7 para windows:

Manual de usuario paso a paso

Editorial McGrawHill



4

Estimación de crecientes con enfoque Bayesiano

Daniel Fco. Campos Aranda

Profesor Jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí

4.1. Introducción

En el análisis de frecuencia de crecientes tradicional, se considera que un modelo probabilístico teórico describe la variabilidad inherente del registro disponible de gastos máximos anuales y entonces es utilizado para realizar las estimaciones asociadas con diversas probabilidades de excedencia, o predicciones buscadas. En cambio, en el enfoque Bayesiano que se presenta, el cual fue desarrollado por Tang (1980), primeramente se realizan estimaciones a priori, las cuales se combinan para obtener las predicciones a posteriori buscadas.

Las primeras estimaciones se realizan a través de regresión lineal con modelos probabilísticos que son de fácil tratamiento numérico, como son las distribuciones Normal (N), Log-normal (LN) y Gumbel (G). Con tales modelos se calculan valores asociados con diferentes probabilidades de excedencia, así como su dispersión asociada. Las segundas estimaciones o predicciones buscadas y sus respectivas variabilidades, se obtienen combinando las magnitudes anteriores procedentes de cada distribución para obtener las relativas al modelo combinado que serán los cuatros siguientes: N+LN, N+G, LN+G y N+LN+G.

En este trabajo se describe con detalle el método de Wilson H. Tang para obtener estimaciones de crecientes con enfoque Bayesiano, además de aplica el procedimiento a dos registros de crecientes; el primero puede considerarse de baja dificultad estadística para su procesamiento, en cambio el segundo presenta varias complicaciones estadísticas, las más importantes son la presencia de valores dispersos (outliers) y de dos poblaciones mezcladas.

4.2. Desarrollo

Estimaciones a priori.

Modelo general de regresión lineal

En general, a dibujar en un papel de probabilidad los datos del registro disponible se busca identificar un comportamiento lineal, el cual está asociado al modelo teórico que se prueba. Debido a su sencillez de cálculo, se analizan los modelos Normal, Log-normal y Gumbel, cada uno en su respectivo papel de probabilidad (Ver figura 1). Entonces, cuando un registro de crecientes presenta una tendencia lineal en un papel de probabilidad, se puede establecer una serie de datos (x_p, y_p) definidos por una variable asociada con la proba-

bilidad y el gasto máximo anual, siendo de interés predecir el valor de y asociado con uno de x . La regresión lineal establece (Tang, 1980):

Ecuación 4.1

$$E(Y|x) = \alpha + \beta \cdot x$$

Ecuación 4.2

$$\text{Var}(Y|x) = \alpha^2 = \text{constante}$$

siendo:

Ecuación 4.3

$$\beta = \frac{\sum_1^n x_j \cdot y_i - n\bar{x}\bar{y}}{\sum_1^n x_i^2 - n\bar{x}^2}$$

Ecuación 4.4

$$\alpha = \bar{y} - \beta \cdot \bar{x}$$

Ecuación 4.5

$$\alpha^2 = \frac{\sum_1^n (y_i - \bar{y})^2 - \beta^2 \sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 2}$$

en donde n es el tamaño de la muestra o registro y \bar{x} y \bar{y} son las medias aritméticas de x_i y y_i , respectivamente. Debido al tamaño reducido de los registros, las estimaciones realizadas con las ecuaciones 3, 4 y 5, tienen un error estadístico y por lo tanto la estimación probabilística (\tilde{y}) obtenida con la ecuación 1, tendrá una variabilidad total designada $\text{Var}(\tilde{y})$ adicional a la dispersión básica de la regresión (σ^2) , su expresión es (Tang, 1980).

Ecuación 4.6

$$\text{Var}(\bar{y}) = \frac{n-1}{n-3}(1+y) \cdot \sigma^2$$

en la cual

Ecuación 4.7

$$Y = \frac{1}{n} \left[1 + \frac{n}{n-1} \frac{(x-\bar{x})^2}{S_x^2} \right]$$

siendo S_x^2 la variancia muestral de x_T . El factor y cuantifica la contribución de variabilidad debida a la incertidumbre probabilística en la línea de regresión, la cual depende del grado de extrapolación, medida por el cociente $(x-\bar{x})^2/S_x^2$. El factor $(n-1)/(n-3)$ toma en cuenta la incertidumbre en la estimación de la dispersión básica σ^2 . En general, la variabilidad depende del número de datos (n) y en el extremo, cuando n tiende a infinito $\text{Var}(\bar{y})$ se aproxima a σ^2 , ya que no habrá incertidumbre probabilística involucrada (Tang, 1980).

Modelo de regresión normal.

Suponiendo que la fórmula de posición gráfica de Weibull sea utilizada para estimar la probabilidad acumulada de no excedencia, cuya expresión es (Benson, 1969):

Ecuación 4.8

$$P(X < x) = p = \frac{i}{n+1}$$

en la cual i el número de orden del dato, cuando éstos se acomodan en forma progresiva de magnitud. Para el caso del papel de probabilidad Normal (Figura 1), la variable x_T es igual a la variable estandarizada (U_1), cuya aproximación puede ser (Abramowitz y Stegun, 1972):

Ecuación 4.9

$$t = \sqrt{\ln(1/p^2)}$$

Ecuación 4.10

$$u = \frac{C_0 + C_1 \cdot C_2 t^2}{1 + d_1 \cdot t + d_2 \cdot t^2 + d_3 \cdot t^3}$$

con

$$\begin{aligned} C_0 &= 2.515517 & C_1 &= 0.802853 & C_2 &= 0.010328 \\ d_1 &= 1.432788 & d_2 &= 0.189269 & d_3 &= 0.001308 \end{aligned}$$

lo anterior cuando $0 < p < 0.50$, hacer $u = -u$; en caso de que $0.50 < p < 1.0$ emplear: $p = 1 - p$, sin cambiar u . Ya que la variable estandarizada es simétrica con respecto a $p = 0.50$ su media es cero y su variancia será:

Ecuación 4.11

$$S_u^2 = \frac{1}{n-1} \sum_1^n u_j^2$$

Finalmente, con el modelo Normal, las estimaciones a priori relativas a un cierto periodo de retorno (Tr) y su incertidumbre definida en términos de la desviación estándar, se obtienen con base en las ecuaciones siguientes (Tang, 1980):

Ecuación 4.12

$$p = \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)$$

Ecuación 4.13

$$E(\tilde{y}_{Tr})_N = \alpha + \beta \cdot u_{Tr}$$

Ecuación 4.14

$$\sigma(\tilde{y}_{Tr})_N = \alpha \left\{ \left[1 + \frac{1}{n} \left(1 + \frac{n}{n-1} \frac{u_{Tr}^2}{S_u^2} \right) \right] \frac{n-1}{n-3} \right\}$$

siendo α , β y σ estimaciones obtenidas con las ecuaciones 3, 4 y 5 al utilizar como parejas $\{u_p, y_p\}$.

Modelo de regresión Log-normal.

En este caso el análisis está basado en la nueva variable $y_T = \ln y_T$ no cambiando la variable x_T .

Entonces la predicción a priori y su incertidumbre serán de acuerdo con Kite (1977):

Ecuación 4.15

$$E(\tilde{y}_{Tr})_{LN} = \exp(\alpha + \beta \cdot u_{Tr})$$

Ecuación 4.16

$$\sigma(\tilde{y}_{Tr})_{LN} = E(\tilde{y}_{Tr})_{LN} \cdot \{ \exp[\sigma(\tilde{y}_{Tr})_{LN}] - 1 \}$$

α , β y σ estimaciones obtenidas con las ecuaciones 3, 4 y 5 al utilizar como parejas $\{u_p, y_p\}$.

Modelo de regresión Gumbel

En este caso la variable reducida (wl) no es simétrica y entonces se tiene (Tang, 1980):

Ecuación 4.17

$$W_i = -\ln\left(-\ln \frac{i}{n+1}\right)$$

Ecuación 4.18

$$\bar{W} = \frac{1}{n} \sum_1^n w_i$$

Ecuación 4.19

$$S_w^2 = \frac{1}{n-1} \sum_1^n (W_i - \bar{W})^2$$

Ecuación 4.20

$$E(\tilde{y}_{Tr})_G = \alpha + \beta \cdot W_{Tr}$$

Ecuación 4.21

$$\sigma(\tilde{y}_{Tr})_G = \sigma \left\{ \left[1 + \frac{1}{n} \left(1 + \frac{n}{n-1} \frac{(W_{Tr} - \bar{W})^2}{S_w^2} \right) \right] \frac{n-1}{n-3} \right\}^{1/2}$$

siendo α , β y σ estimaciones obtenidas con las ecuaciones 3, 4 y 5 al utilizar como parejas $\{u_p, y_p\}$.

Estimaciones a posteriori

Suponiendo que $E(\tilde{y})_1$ y $Var(\tilde{y})_1$ designan a la media y variancia de una estimación de diseño usando un cierto modelo probabilístico y que $E(\tilde{y})_2$ y $Var(\tilde{y})_2$ corresponde a otro modelo que es independiente del primero; entonces la estimación o predicción basada en la información combinada según el enfoque Bayesiano será (Tang, 1980):

Ecuación 4.22

$$E(\tilde{y}) = \frac{E(\tilde{y})_1 \cdot VarE(\tilde{y})_2 + E(\tilde{y})_2 \cdot Var(\tilde{y})_1}{Var(\tilde{y})_2 + Var(\tilde{y})_1}$$

y la variancia asociada con esta estimación combinada es:

Ecuación 4.23

$$Var(\tilde{y}) = \frac{Var(\tilde{y})_1 \cdot Var(\tilde{y})_2}{Var(\tilde{y})_1 + Var(\tilde{y})_2}$$

En la ecuación 22 se puede observar que la estimación combinada $E(\tilde{y})$ se aproximará a $E(\tilde{y})_1$ si $Var(\tilde{y})_1$ es extremadamente pequeña en relación con $Var(\tilde{y})_2$; es decir, que si el primer modelo presenta un mucho mejor ajuste que el segundo, la información de este último debe ser descartada. Las ecuaciones 22 y 23 pueden ser aplicadas de manera recursiva para incorporar un nuevo modelo de predicción; tal es el caso para los modelos Normal más Log-normal con Gumbel.

4.3. Aplicaciones numéricas

Estación hidrométrica Tzararacua
Ubicada sobre el Río Cupatitzio en el municipio de Uruapan, Michoacán; tiene una cuenca de 1,320 km². Su registro disponible de gastos máximos anuales en m³/s abarca 28 años en el periodo 1951-1979, con los valores mostrados en la Tabla 4.1 (CFE, 1979):

Este registro típico de crecientes que no presenta dificultades estadísticas para su procesamiento, ya que procede de una sola población y no tiene valores dispersos. A continuación en las dos tabulaciones siguientes se presentan los resultados en la a Tabla 4.2.

Tabla 4.1. Gastos máximos anuales en m³/2 (1951-1979)

Año	Gasto	Año	Gasto	Año	Gasto	Año	Gasto
1951	83.6	1958	108.7	1966	49.2	1973	60.5
1952	75.3	1959	68	1967	48.6	1974	79.9
1953	83.2	1960	42.9	1968	42.8	1975	69.6
1954	68.5	1962	78.6	1969	44.6	1976	62.6
1955	123.9	1963	47.7	1970	59.3	1977	43.9
1956	73.6	1964	71.9	1971	67.2	1978	85
1957	101.2	1965	65.3	1972	53.8	1979	86.9

Tabla 4.2. Resultados de la aplicación de las ecuaciones 3 a 21

Parámetro	α	β	σ
Modelo Normal (N)	69.5	21.6	5.0
Modelo Log-normal (LN)	4.2015	0.3103	0.0464
Modelo Gumbel (G)	59.5	17.9	2.9

Tabla 4.2 Resultados de la aplicación de las ecuaciones 3 a 21 (Continuación)

$P(X < x)$	$Tr(\text{años})$	$E(\tilde{y}_{Tr,N})$	$\sigma(\tilde{y}_{Tr,N})$	$E(\tilde{y}_{Tr,LN})$	$\sigma(\tilde{y}_{Tr,LN})$	$E(\tilde{y}_{Tr,G})$	$\sigma(\tilde{y}_{Tr,G})$
0.5000	2	69.5	5.3	66.8	3.4	66.5	3.0
0.8000	5	87.7	5.4	86.7	4.4	86.8	3.1
0.9000	10	97.2	5.5	99.4	5.2	100.3	3.2
0.9500	20	105.1	5.6	111.3	5.9	113.2	3.3
0.9600	25	107.4	5.7	115.0	6.2	117.3	3.3
0.9800	50	114.0	5.8	126.3	6.9	129.9	3.5
0.9900	100	119.9	5.9	137.5	7.7	142.4	3.7
0.9980	500	131.8	6.2	163.2	9.6	171.4	4.2
0.9990	1,000	136.4	6.3	174.3	10.5	183.8	4.4
0.9998	5,000	146.1	6.6	200.4	12.6	212.7	5.1
0.9999	10,000	150.0	6.7	211.8	13.5	225.1	5.4

La aplicación de las ecuaciones 24y 25 se ilustra para a primera estimación y su desviación estándar del modelos N+LN. Los demás resultados se presenta en la tabulación posterior.

Ecuación 4.24

$$E(\tilde{y}) = \frac{69.5(3.4)^2 + 66.8(5.3)^2}{(3.4)^2 + (5.3)^2} = \frac{2,679.892}{39.65} \cong 67.6$$

Ecuación 4.25

$$Var(\tilde{y}) = \left[\frac{(5.3)^2 \cdot (3.4)^2}{39.65} \right]^{1/2} \cong 2.8$$

Estación hidrométrica La Parota
Localizada sobre el Río Papagayo en el estado de Guerrero, dentro de la Región Hidrológica No. 20, tiene una cuenca de 7,067 km², mostrando presencia de valores dispersos

$P(X < x)$	$Tr(\text{años})$	N + LN		N + G		LN + G		N + LN + G	
		$E(\tilde{y})$	$Var(\tilde{y})$	$E(\tilde{y})$	$Var(\tilde{y})$	$E(\tilde{y})$	$Var(\tilde{y})$	$E(\tilde{y})$	$Var(\tilde{y})$
0.5000	2	67.6	2.8	67.2	2.6	66.6	2.2	67.1	2.1
0.8000	5	87.1	3.4	87.0	2.7	86.8	2.5	87.0	2.3
0.9000	10	98.4	3.8	99.5	2.7	100.1	2.7	99.5	2.4
0.9500	20	108.0	4.1	111.1	2.8	112.7	2.9	111.2	2.6
0.9600	25	100.9	4.2	114.8	2.9	116.8	2.9	114.8	2.6
0.9800	50	119.0	4.4	125.7	3.0	129.2	3.1	125.8	2.7
0.9900	100	126.4	4.7	136.1	3.1	141.5	3.3	136.3	2.9
0.9980	500	141.0	5.2	158.9	3.5	170.1	3.8	159.4	3.3
0.9990	1,000	146.5	5.4	168.1	3.6	182.3	4.1	168.8	3.4
0.9998	5,000	157.8	5.8	187.9	4.0	211.0	4.7	189.1	3.8
0.9999	10,000	162.2	6	195.9	4.2	223.3	5	197.3	4

(outliers). Con un registro de ³¹ años en el periodo 1967-2003, sus gastos máximos anuales están disponibles y han sido procesados por Aldama

et al. (2006). Los resultados para el registro de la estación La Parota, con el procedimiento expuesto son los siguientes:

Parámetro	α	β	σ
Modelo Normal (N)	2862.4	2307.1	1386.6
Modelo Log-normal (LN)	7.6986	0.7280	0.1609
Modelo Gumbel (G)	1761.0	2050.4	989.2

$P(X < x)$	$Tr(\text{años})$	$E()_{Tr,N}$	$\sigma()_{Tr,N}$	$E()_{Tr,LN}$	$\sigma()_{Tr,LN}$	$E()_{Tr,G}$	$\sigma()_{Tr,G}$
0.5000	2	2862	1458	2205	407	2513	1041
0.8000	5	4804	1478	4069	761	4837	1052
0.9000	10	5819	1503	5607	1068	6375	1078
0.9500	20	6658	1532	7305	1421	7851	1115
0.9600	25	6902	1541	7890	1545	8319	1129
0.9800	50	7602	1571	9838	1968	9762	1179
0.9900	100	8230	1602	11998	2451	11193	1237
0.9980	500	9503	1673	17928	3841	14501	1399
0.9990	1,000	9993	1704	20920	4572	15924	1478
0.9998	5,000	11030	1773	29024	6630	19224	1677
0.9999	10,000	11443	1803	33059	7691	20645	1768

$P(X < x)$	$Tr(\text{años})$	N + LN		N + G		LN + G		N + LN + G	
		$E()$	$Var()$	$E()$	$Var()$	$E()$	$Var()$	$E()$	$Var()$
0.5000	2	2253	392	2631	847	2246	379	2285	367
0.8000	5	4223	677	4825	857	4333	617	4403	569
0.9000	10	5678	871	6186	876	5987	759	5953	677
0.9500	20	7006	1042	7438	901	7643	877	7400	761
0.9600	25	7395	1091	7824	911	8170	912	7841	785
0.9800	50	8473	1228	8984	943	9782	1011	9143	850
0.9900	100	9358	1341	10086	979	11357	1104	10349	909
0.9980	500	10847	1534	12445	1073	14903	1315	12842	1034
0.9990	1,000	44325	1596	13377	1116	16396	1406	13801	1085
0.9998	5,000	12231	1713	15356	1218	19814	1626	15803	1198
0.9999	10,000	12568	1755	16134	1262	21267	1723	16578	1246

4.4. Comentarios sobre los resultados

El procesamiento de la estación Tzararacua conduce a resultados que son bastante similares a los obtenidos con otros procedimientos, como son los métodos de Nash, Lebediev y Gumbel aplicados por CFE de manera sistemática (CFE, 1979). Esto no es sorprendente ya que como se mencionó al inicio, este registro no presenta dificultades estadísticas para su análisis probabilístico. En cambio, el registro de la estación La Parota es algo especial estadísticamente hablando, ya que éste presenta valores dispersos, como son los gastos de 5419, 7333, 9238 y 11646 m³/s. A pesar de tal anomalía los resultados de su procesamiento son bastante coincidentes con los obtenidos por Domínguez et al. (2004), a través de un modelo probabilístico para dos poblaciones.

Por otra parte, la coincidencia en la magnitud de las estimaciones obtenidas con los cuatro modelos combinados aplicados, implica que el procedimiento es consistente. Lo anterior se observa en ambos registros procesados, al menos en periodos de retorno menores a 100

años. También en ambas muestras, el modelo combinado a seleccionar por conducir a la menor desviación estándar fue el último (N+LN+G).

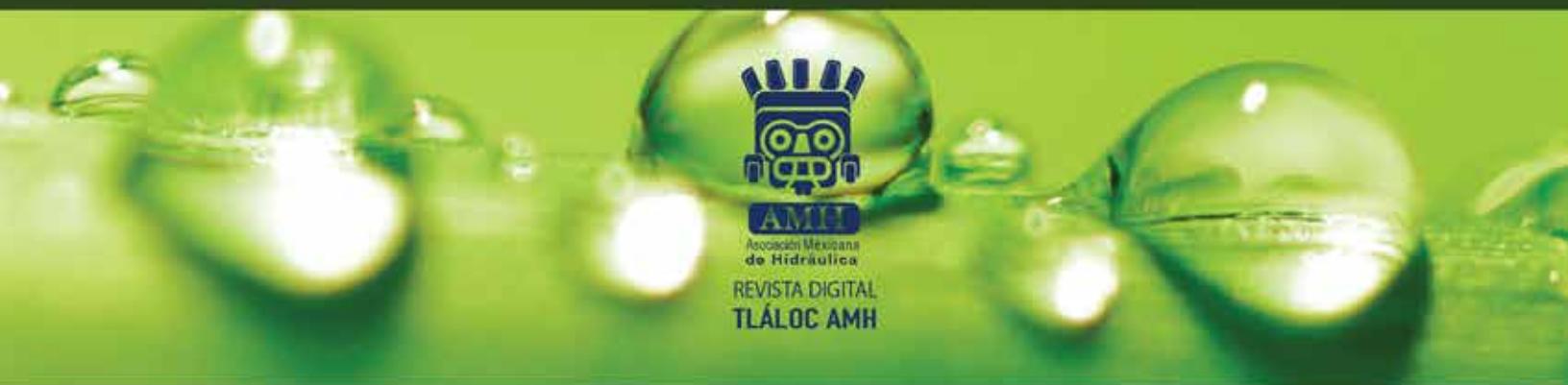
4.5. Recomendación

Se recomienda la aplicación de este procedimiento como parte de los análisis de frecuencia de crecientes, ya que constituye un nuevo enfoque de aproximación probabilística, en la estimación de las crecientes de diseño buscadas.

4.6. Referencias

- ABRAMOWITZ, M. & I. A. STEGUN. Handbook of Mathematical Functions. Chapter 26: Probability functions, pp. 925–995. Dover Publications, Inc. New York, U.S.A. Ninth printing. 1972. 1046 p.
- ALDAMA, A. A., RAMIREZ, A. I., APARICIO, J., MEJIA Z., R. y ORTEGA G., G. E. Seguridad Hidrológica de las Presas en México. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Morelos. 2006. 192 páginas.
- BENSON, M. A. Plotting positions and economics of engineering planning. Journal of Hydraulics Division, Vol. 88, HY6, pp. 57–71. 1962.

- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (CFE). Boletín Hidrométrico No. 13. El Balsas Medio. Tomo II, páginas 570–590. 1979. 590 páginas.
- DOMINGUEZ M., R., FUENTES M., G. E. y ARGANIS J., M. L. Optimización de los parámetros de la función de distribución Doble Gumbel usando algoritmos genéticos en una serie de gastos máximos anuales. XVIII Congreso Nacional de Hidráulica, páginas 487–493. Noviembre del 2004. San Luis Potosí, México.
- KITE, G. W. Frequency and Risk Analyses in Hydrology. Chapter 6: Two Parameter LogNormal Distribution, pp.54–68. Water Resources Publications. Fort Collins, CO., U.S.A. 1977. 224 p.
- TANG, W. H. Bayesian Frequency Analysis. Journal of Hydraulics Division, Vol. 106, No. HY7, pp. 1203–1218. 1980.



<http://amh.org.mx/>