

24:32



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DESARROLLO DE UN METODO PARA
LA OPTIMIZACION DE REDES
HIDRAULICO-SANITARIAS.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
Rodolfo J. Bonilla Carmona



MEXICO, D. F.

1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**DESARROLLO DE UN METODO PARA LA OPTIMIZACION DE
REDES HIDRAULICO-SANITARIAS**

	CONTENIDO	PAGINA
	RESUMEN.	i
	NOMENCLATURA Y UNIDADES.	ii
1.	INTRODUCCION	1
1.1	Aspectos Históricos.	1
1.2	Objetivo	7
1.3	Reconocimientos.	8
2.	ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	9
2.1	Consideraciones Generales.	9
2.2	Identificación de los Elementos de la Red.	11
2.3	Fundamentos de la Hidráulica	11
2.4	Especificaciones de Diseño	12
3.	FUNIONES DE COSTOS DE INVERSION E INSTALACION DE TUBERIAS	15
3.1	Variables Relevantes	15
3.2	Determinación de Parámetros.	16
4.	EL PROBLEMA DE OPTIMIZACION DE REDES HIDRAULICAS.	21
4.1	Modelo Matemático.	21
4.2	Método de Multiplicadores de Lagrange.	23
5.	METODO PARA LA OPTIMIZACION DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA	25
5.1	Actividades Preliminares	25
5.2	Método de Hardy Cross.	26
5.3	Determinación de los Sentidos y Gastos Optimos de Esgurrimiento	28
5.4	Determinación de Pérdidas Optimas de Carga	30
5.5	Determinación de Diámetros y Revisión del Funcionamiento de la Red	31
5.6	Determinación de Costos.	32
6.	EJEMPLO APLICATIVO	33
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	41
	APENDICES.	43
	BIBLIOGRAFIA	67

**DESARROLLO DE UN METODO PARA LA OPTIMIZACION DE
REDES HIDRAULICO-SANITARIAS**

TABLA	CONTENIDO	PAGINA
3.1	Valores de los Parámetros de la Ecuación de Costos para Distintos Materiales de Tubería.	20
6.1	Datos para el Diseño de una Red de Abastecimiento	34
6.2	Resultados del Diseño Optimo Teórico de una Red de Abastecimiento.	35
6.3	Resultados de la Revisión de una Red por el Método de Hardy Cross	40

**DESARROLLO DE UN METODO PARA LA OPTIMIZACION DE
REDES HIDRAULICO-SANITARIAS**

FIGURA	CONTENIDO	PAGINA
5.1	Sentidos de Escorrimento en una Red de Abastecimiento.	29
5.2	Identificación de los Elementos de una Red de Distribución de Agua.	29
B.1	Nodo Conectado a Dos Tramos de Alimentación.	53
B.2	Representación Esquemática de la Función de Costos para Dos Tramos de Tubería. . .	53
C.1	Pérdidas de Carga en una Línea de Abastecimiento.	57

**DESARROLLO DE UN METODO PARA LA OPTIMIZACION DE
REDES HIDRAULICO-SANITARIAS**

APENDICE	CONTENIDO	PAGINA
A.	Programa para la Obtención de los Valores de los Parámetros de la Ecuación de -- Costos.	43
B.	Recorridos de Costo Mínimo. Análisis. . .	49
C.	Optimización de Pérdidas de Carga. -- Análisis.	55
D.	Programa de Optimización de Costos. . . .	61
E.	Programa para la Revisión de Redes por el Método de Hardy Cross	65

RESUMEN

En este trabajo se presenta un método sencillo de optimización de redes de abastecimiento de agua. El procedimiento, de tipo secuencial, evita las complicaciones matemáticas que ocurren en los métodos de optimización basados en la resolución de sistemas de ecuaciones simultáneas no lineales, cuando el número de restricciones es elevado. Los resultados de la aplicación del método a un problema ilustrativo, indican que la sustitución de los diámetros teóricos por diámetros comerciales incrementan el costo de la red en menos del 1.78 por ciento. Además, la aplicación del método propuesto permite reducir a un mínimo el número de iteraciones necesarias para la revisión de la red.

NOMENCLATURA Y UNIDADES

La nomenclatura y unidades usadas en las ecuaciones que se presentan en este trabajo son las siguientes, excepto en los casos que se indican en el texto.

H	Carga de altura en un nodo de una red, en m
h	Pérdida de carga en un tramo o línea de tubería, en m
V	Velocidad del agua en un tramo de tubería, en m/s
Q	Gasto en un tramo de tubería, en m^3/s
q	Gasto de entrada o salida en un nodo de una red, en m^3/s
D	Diámetro interno de un tubo, en m
L	Longitud de un tramo o línea de tubería, en m
R	Radio hidráulico a tubo lleno, en m
S	Gradiente hidráulico de un tramo o línea de tubería
k	Costo relativo por unidad de longitud de tubería
C	Costo relativo de un tramo o de una línea de tubería

K	Costo relativo de una red
a,b,c	Parámetros de la ecuación de costos; b, $(1/1000 \text{ m})^c$
n	Coefficiente de la fórmula de velocidad de Manning, en $\text{s/m}^{1/3}$
i,j	Subíndices que indican nodos o tramos de tubería, según se indique
*	Indica coordenadas de un valor extremo
min	Mínimo
Max	Máximo

1. INTRODUCCION

1.1 ASPECTOS HISTORICOS

El objetivo de un sistema de distribución de agua es suministrar este elemento al consumidor en cantidad y calidad adecuadas al uso a que se destine, al menor costo posible. No es, sino hasta la época moderna cuando este objetivo -- puede ser cumplido en su totalidad.

Las civilizaciones antiguas lograron suministrar agua a sus poblaciones en cantidades adecuadas a sus demandas, pero no fueron capaces de controlar su calidad; el control de la calidad del agua es relativamente reciente, habiéndose iniciado a mediados del siglo XVIII. Para entonces, se habían logrado también grandes avances en el diseño hidráulico de los sistemas de distribución de agua, pero muy poco en lo relativo a la optimización de costos, cuyas técnicas se han desarrollado después de la segunda guerra mundial.

Suministro de Agua

Las obras de abastecimiento de agua más antiguas, conocidas a la fecha, son las de Nippur, en Sumeria. Ahí, los arqueólogos han encontrado conductos construidos con mampostería (Clark J.W. ;1). Entre las obras más notables de la antigüedad se encuentran los acueductos de Roma y sus colonias. Julio Sexto Frontinus, comisionado de servicios de agua de Roma, reporta, en el año 97 D.C., la existencia de nueve acueductos que abastecían de agua a la ciudad; éstos tenían longitudes comprendidas entre 16 y 80 km y secciones rectas entre 0.60 y 4.60 m² (Fair G.M. ;5).

La obra de abastecimiento de agua más interesante de la época prehispánica de nuestro país, fue construida en el año 1418 por Netzahualcoyotl. "El trazo se llevó primeramente unos tres km sobre el borde de la laguna, metiéndose poco a poco en ella y después dió un quiebre para entrar a México, construyéndose al mismo tiempo la calzada de Tacuba y Azcapotzalco. El caño se construyó de barro reforzado con estacas; en las cortaduras de la calzada colocaron conductos construidos con árboles ahuecados. Posteriormente, al no resistir el barro la erosión causada por el agua, los conductos fueron reconstruidos con mampostería" (Bribiesca J.L. ;6,14).

No fue sino hasta mediados del siglo XVIII cuando los conductos de fierro fundido se abarataron suficientemente para extender su uso en sistemas de abastecimiento de agua. Para entonces, los métodos de bombeo se habían desarrollado a tal grado que permitieron la construcción de tanques elevados (Steel E.W. ;3). Con estos avances, fue posible la construcción de conducciones y redes de distribución de agua potable a presión, tal como hoy los conocemos. El primer sistema de abastecimiento de agua a presión para la ciudad de México data del año de 1891, en que "debido a la

disminución del caudal de los manantiales de Chapultepec, se tuvo que construir una estación de bombeo movida por vapor, para poder elevar el agua, pues su nivel había descendido tanto que ya no era posible conducirla por gravedad como siempre se había hecho. Para entonces, el acueducto de Belén había sido reemplazado por tubería de fierro; de modo que, con la estación de bombeo, se pudo suministrar el líquido a presión" (Bribiesca J.L. ;60).

Siendo presidente de la República Don Porfirio Díaz, se condujeron por gravedad a México las aguas de los manantiales de Xochimilco, mediante un conducto de concreto reforzado. La elevación del agua a los tanques de almacenamiento de Molino del Rey se logró mediante la instalación de una estación de bombeo. Estas obras se iniciaron en 1905 y se terminaron en 1910.

En 1911, durante el período revolucionario, se inició la construcción de la nueva red de distribución, habiendo sido inaugurada el día 12 de octubre de 1913 (Bribiesca J.L. ;61). El rápido crecimiento de la ciudad de México, ocurrido desde ese año hasta la fecha, ha obligado a las autoridades del Distrito Federal a recurrir a fuentes de agua cada vez más lejanas y a realizar múltiples ampliaciones a la red de distribución, para satisfacer las necesidades de sus habitantes. En tal período, la población de la ciudad de México ha aumentado de 471,000 a más de 10,000,000 de habitantes, y la dotación se ha incrementado de 240 a 380 litros por habitante por día.

Control de la Calidad del Agua

El desarrollo del abastecimiento de agua concierne tanto a la cantidad como a la calidad que el agua requiere para satisfacer eficientemente y en forma económica las necesidades humanas. Si el agua no satisface las condiciones de

calidad requeridas, no puede ser utilizada para el abastecimiento, a menos que sea sujeta a tratamiento (Clark J.W. ;47).

"El aparato más antiguo para clarificar agua quedó plasmado en las paredes de los templos egipcios en los siglos XV y XIII A.C. Un alquimista árabe, Geber, en el siglo VIII D.C., escribió sobre la destilación del agua. El filósofo inglés Francis Bacon realizó experimentos de purificación del agua por filtración, hervido, destilación y clarificación con coagulación, en el año de 1627. La primera descripción ilustrada de sedimentadores y filtros de arena de que se tenga referencia, fue publicada en 1685 por Luc-Antonio Porzio, físico italiano. Los vestigios más antiguos de filtración de agua se localizan en Venecia y sus colonias. El primer filtro para abastecer agua a una ciudad, en su totalidad, fue construido en Paisley, Escocia, en el año de 1804" (Clark J.W. ;2,3).

El control de la calidad del abastecimiento de agua se inicia con el siglo XIX, y se asocia con el rápido crecimiento de las ciudades como consecuencia de la revolución industrial (Fair G.M. ;5).

Es entonces cuando la eficiencia de la filtración del agua es reconocida por los ingenieros; sin embargo, las autoridades gubernamentales no se convencieron de ello sino hacia 1900, en que el tratamiento del agua fue ampliamente aceptado (Steel E.W. ;4).

Las primeras referencias sobre la calidad del agua en el México prehispánico, fueron hechas por Hernán Cortés al emperador Carlos V, en su carta de relación fechada el día 30 de octubre de 1520, en que dice: "...Por la gran calzada de Tlacopan, y desde las fuentes de Chapultepec, construyeron dos caños, tan anchos como dos pasos cada uno y -

tan altos casi como un estado, por las cuales venía un golpe de agua dulce muy buena ..." (Bribiesca J.L. ;6).

Ya en el México colonial, en el estado de Guanajuato, en el año de 1887, se empezó a construir, bajo la supervisión del Ing. P. Aguilar, la presa de la Esperanza; sistema que fue notable por sus sedimentadores y filtros (Bribiesca - J.L. ;52).

Las primeras observaciones de contaminación de agua en la ciudad de México se realizaron en 1847, "cuando se perforó el primer pozo profundo artesiano, éste se contaminó debido a la infiltración de las aguas superficiales" (Bribiesca J.L. ; 56).

Condiciones Económicas

Hoy en día, la población se multiplica aceleradamente, por lo que el control de la calidad del agua es un factor crítico. El agua aumenta en importancia al ritmo en que la población crece, mientras que el recurso hidráulico se hace más escaso (Clark J.W. ;7). El abastecimiento de agua a las ciudades e industrias conforma el problema de esta índole más importante, no solo en el concierto nacional, sino a nivel mundial (González F.J. ;9). El incremento demográfico y los movimientos migratorios ocasionan que las demandas crezcan de tal forma que no es posible satisfacerlas. En diversas zonas de nuestro país existe una sobreexplotación de los acuíferos y por consiguiente ocurre el abatimiento de los niveles freáticos, lo que también dificulta la satisfacción de la demanda ocasionada por la población (SARH ;21). Esta situación ha obligado a recurrir al reuso de las aguas residuales tratadas, para liberar volúmenes equivalentes de aguas claras para satisfacer demandas domésticas.

Las condiciones sociales, económicas y financieras que privan en nuestro país, obligan a realizar sistemas de abastecimiento de agua de mínimo costo, que proporcionen un servicio continuo, agua de buena calidad, y cargas hidrostáticas de acuerdo con las necesidades de los usuarios (SARH - Bueno A. ;47). Debido a que la inversión en sistemas de distribución es extremadamente grande, es importante que el diseño se optimice económicamente (Clark J.W. ;146). Los problemas asociados con la maximización o la minimización de una función sujeta a ciertas restricciones, constituyen en forma general los problemas de optimización (Hadley G. ;1). El diseño óptimo de un sistema se define como la combinación de los elementos del sistema, salidas y procedimientos de operación que cumple con los objetivos mejor que cualquier otro (Maass A. ;6). Muchos problemas de optimización fueron primeramente analizados en la física y geometría, aplicando el cálculo diferencial. Estas técnicas clásicas de optimización han sido aplicadas exitosamente desde hace más de 150 años, en la solución de un número considerable de problemas de ingeniería (Hadley G. ;1).

Lagrange J.L., uno de los más grandes matemáticos de todos los tiempos, aportó un método para encontrar los valores extremos de una función sujeta a restricciones. Nació en Turín el 25 de enero de 1736 y murió en París el 10 de abril de 1813. Desarrolló el cálculo de variaciones, que sería el trabajo central de su vida (Newman J.R. ;153). El método de multiplicadores de Lagrange se ha aplicado en el diseño optimizado de líneas de conducción de agua (Clark J.W. ;137); sin embargo, sus aplicaciones no se han extendido al diseño de redes de abastecimiento.

1.2 OBJETIVO

Hasta la fecha, en nuestro país, los sistemas de abastecimiento de agua se diseñan utilizando generalmente el método de Hardy Cross, desarrollado en el año de 1936 (Rich L. G. ;283).

El tema de optimización de redes de abastecimiento de agua no aparece en los textos especializados en abastecimiento de agua. Ocasionalmente aparecen en diversas revistas técnicas, artículos relacionados con este tema que, por su naturaleza tienen muy poca difusión.

El objetivo de este trabajo es presentar un método no iterativo de optimización de redes primarias de distribución de agua, que utiliza el procedimiento de Lagrange para determinar los valores extremos de la función de costos de la red, sujeta a las restricciones determinadas por las especificaciones de diseño. Se establecen criterios de optimización que permiten simplificar el diseño de la red al quedar determinados desde la etapa inicial los sentidos de escurrimiento en las tuberías. El método puede ser aplicado con ayuda de una calculadora, con lo que, dadas las demandas en los nodos; los diámetros comerciales de las tuberías pueden determinarse en menos de una hora de tiempo de cálculo, para redes con un punto de entrada. Se presenta también, un ejemplo de aplicación a una red con dos circuitos y un solo punto de entrada, que corresponde a una población de diseño de 35,000 habitantes.

En los apéndices de este trabajo se presentan las deducciones de las ecuaciones usadas en la optimización, así como los respectivos programas de computadora que facilitan la aplicación del método. Estos programas son interactivos, lo que permite seguir paso a paso las distintas etapas en la resolución de un ejemplo.

Se reconoce que el método que se propone se aplica exclusivamente a redes con un punto de entrada, y que su extensión a casos más complicados requiere investigación adicional.

1.3 RECONOCIMIENTOS

Se agradece al M. en C. Francisco Montejano U. el haber -- proporcionado los datos del problema con el que se ejemplifica la aplicación del método de optimización propuesto; - al M. en I. Arturo Nava M., por su colaboración en la --- dirección y en la revisión de este trabajo; y al --- Dr. Ubaldo Bonilla D., por haber permitido el desarrollo y presentación de su artículo inédito, en que se basa esta - tesis.

2. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Un sistema de abastecimiento municipal de agua consta, generalmente, de cuatro partes: captación, tratamiento, conducción y distribución del agua (Fair G.M. ;28). El sistema de distribución consiste de tuberías, estaciones de bombeo, almacenamiento, hidrantes, válvulas y medidores de gasto y presión (Clark J.W. ;145). El agua distribuida es utilizada para distintos propósitos: bebida y usos culinarios, - higiene personal, riego de jardines, recreación en albercas, alimentación de fuentes, procesos industriales, protección contra incendios, etc.

La planeación de los sistemas de abastecimiento de agua -- comprende tres aspectos: determinación de las necesidades presentes y futuras, apreciación de las formas posibles de satisfacer las necesidades y selección de la solución más económica para satisfacer los anticipados requerimientos - (Clark J.W. ;50).

En un sistema de distribución, la presión deberá ser lo suficientemente grande para satisfacer en forma adecuada al consumidor. Al mismo tiempo no deberá ser excesiva, ya que ello afecta al costo; conforme la presión aumenta, las fugas de agua se incrementan, lo que significa invertir para transportar y procesar un producto que es desperdiciado (Clark J.W. ;137,146). En el laboratorio de Ingeniería Experimental de la SARH, se realizaron pruebas del comportamiento de fugas en válvulas de bronce de excusado, bajo diferentes condiciones de presión; las pérdidas asociadas con una carga de 10 m fueron de $2.94 \text{ m}^3/\text{mes}$ mientras que, con una carga de 50 m las pérdidas registradas fueron de $63.10 \text{ m}^3/\text{mes}$. Estas experiencias indican que en el diseño de los sistemas de distribución se debe considerar la mínima carga que satisfaga en forma adecuada las demandas del consumidor y el funcionamiento de los muebles sanitarios (SARH, Bueno A. ;47).

Los sistemas de distribución pueden clasificarse en: sistemas compuestos por circuitos, donde las tuberías se cruzan, cerrándose al interconectarse; sistemas ramificados, donde de un ramal principal se derivan efluentes; y sistemas combinados, en donde los dos sistemas anteriores se usan simultáneamente. Usualmente se prefiere el sistema formado por circuitos, ya que puede abastecer un punto al menos por dos direcciones y permite la circulación del agua por rutas alternas cuando alguna de ellas está fuera de servicio.

En localidades donde se tiene una topografía muy variable, es común dividir la distribución en dos ó más sistemas. De esta manera se evitan altas presiones en zonas bajas y se logra mantener presiones adecuadas en zonas altas. Los sistemas resultantes se interconectan comúnmente para ser usados en situaciones de emergencia, por medio de válvulas que permanecen cerradas la mayor parte del tiempo (Clark -

J.W. ;145; Fair G.M. ;51).

2.2 IDENTIFICACION DE LOS ELEMENTOS DE LA RED

Para identificar los elementos de la red, primero se numeran los circuitos y después, siguiendo un orden circular - se numeran los nodos de cada circuito. Los nodos se designan con los números $i = 1, 2, \dots, n$ y los circuitos con $k = 1, 2, \dots, m$. Los tubos que conectan con el nodo i que dan identificados con las parejas i, j , donde $j = 1, 2, \dots, l$.

2.3 FUNDAMENTOS DE LA HIDRAULICA

Para un diámetro y longitudes dadas, la relación entre la pérdida de carga y el gasto en una tubería por la cual circula una corriente de agua, puede expresarse mediante la ecuación

$$h = k Q^x \quad (2.1)$$

donde k es una constante y x es un exponente que depende de la fórmula de fricción en uso (Davis C.V. ;946).

Si se utiliza la ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.2)$$

se tendrá, multiplicando ambos miembros por el área de la sección recta de un conducto circular a presión

$$Q = \frac{\pi D^{8/3}}{4^{5/3} \cdot n \cdot L^{1/2}} \cdot h^{1/2} \quad (2.3)$$

de donde se obtiene

$$h = \left(10.2936 \frac{n^2 L}{D^{16/3}}\right) Q^2 \quad (2.4)$$

De la ec. 2.3, se obtiene que

$$D = f \frac{Q^{3/8}}{h^{3/16}} L^{3/16} \quad (2.5)$$

donde

$$f = \left(\frac{n}{\pi} \right)^{4/3} \frac{3/8}{3/8}$$

2.4 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

En el diseño de una red de distribución de agua se deben - satisfacer las siguientes condiciones de continuidad (Davis C.V. ;948).

- La suma algebraica de los gastos que entran y salen de un nodo debe ser igual a cero

$$\sum_j Q_{ij} + q_i = 0$$

- La carga en un nodo i debe ser igual a la suma algebraica de la carga de cualquier nodo adyacente y la pérdida de carga en el tubo que conecta ambos nodos

$$H_i = H_j + h_{ij}$$

La presión hidrostática o superficie piezométrica de una red de distribución, es una superficie imaginaria sobre el terreno a la cual subiría el agua en piezómetros conectados en las tuberías. La presión requerida en las tuberías para un consumo doméstico normal, depende de la altura de los edificios, de la cantidad máxima instantánea de agua a través del ramal de servicio de la casa, de las pérdidas por fricción en medidores, etc. La experiencia muestra que para zonas residenciales se logra un caudal adecuado si la carga de presión es del orden de 25 m, con lo que satisfacen perfectamente edificios de tres pisos (Davis C.V. ;936, 937). La imposibilidad de mantener igual presión en todos-

los puntos de una red, debido a las irregularidades topográficas que puede presentar el terreno, obliga a la especificación del rango de presiones permitido.

$$H_{\min} \leq H_i \leq H_{\max}$$

En México se especifica como presión mínima 10 m y como máxima 45 m (SAHOP ;29).

En el diseño de las redes de abastecimiento de agua, se supone que la velocidad se mantiene uniforme durante el recorrido del agua por un tramo de tubería (Davis C.V. ;436). Existen límites de velocidad que quedan determinados tanto por las características físicas del agua transportada, como por la calidad del material de fabricación del conducto; con ello se trata de proteger a las tuberías contra fenómenos como la erosión y el azolvamiento (Clark J.W. ;137). Para sistemas de abastecimiento de agua potable, se recomienda una velocidad mínima del orden de 0.5 m/seg; la velocidad máxima depende del tipo de material de la tubería, como se indica enseguida (Fair G.M. ;50,52).

M A T E R I A L	VELOCIDAD MAXIMA (m/seg)
Concreto simple (D ≤ 0.45 m)	3.0
Concreto reforzado (D ≥ 0.60 m)	3.5
Asbesto-cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
P.V.C.	5.0

Debido a que la velocidad del agua en una tubería depende del diámetro y la pérdida de carga el rango permitido de velocidad para un diámetro dado

$$V_{\min} \leq V_{ij} \leq V_{\max}$$

es equivalente al rango permitido de pendientes

$$S_{\min} \leq S_{ij} \leq S_{\max}$$

Las normas de proyecto de la SAHOP en México no especifican velocidades o pendientes limitantes.

Los tubos para abastecimiento de agua se fabrican solamente en ciertos diámetros, denominados comerciales. Para redes de distribución se recomienda que el diámetro mínimo de los tubos sea de 6" (152 mm), si a ellos se conectan hidrantes contra incendio; esto no excluye el uso de tuberías hasta de 2" (50 mm) en otros tubos de la red (Steel - E.W. ;131). El diámetro máximo que puede considerarse en el diseño es el máximo diámetro existente en el mercado. Cualesquiera que sean las especificaciones, en el diseño se debe cumplir

$$D_{\min} \leq D_{ij} \leq D_{\max}$$

En la actualidad, es frecuente que se proyecte para tubería de asbesto-cemento clase A-5. Los diámetros existentes en el mercado se enlistan a continuación:

2½"	64 mm	10"	254 mm	20"	508 mm
3"	76 mm	12"	305 mm	24"	610 mm
4"	102 mm	14"	356 mm	30"	762 mm
6"	152 mm	16"	406 mm	36"	900 mm
8"	203 mm	18"	457 mm		(SAHOP ;95)

En México se especifica como diámetro mínimo 4" (100 mm); sin embargo en localidades pequeñas y zonas bajas de la red se aceptan tuberías de 3" (76 mm) (SAHOP ;30).

3. FUNCIONES DE COSTOS DE INVERSION E INSTALACION DE TUBERIAS

3.1 VARIABLES RELEVANTES

La optimización de una red de abastecimiento de agua, consiste en la determinación de los diámetros, de manera que se obtenga un costo mínimo total y se satisfagan simultáneamente las especificaciones del proyecto. De acuerdo a la experiencia, los conceptos más representativos en la estimación de costos son los correspondientes a inversión, excavación e instalación de tuberías; ambos conceptos representan aproximadamente el 85% del costo total de la red. El 15% restante corresponde a operaciones e instalaciones que obligadamente tienen que realizarse en las obras de abastecimiento de agua y que, por lo tanto, tienen poca influencia en el proceso de optimización (Dajani S.J. ;853,857).

En este capítulo se desarrolla una expresión matemática que representa el comportamiento del costo para los diferentes diámetros. Se ha optado por considerar costos relativos con respecto a la tubería comercial de menor diámetro debido a que, a diferencia de los costos comerciales, los costos relativos se mantienen prácticamente constantes con el paso del tiempo (Jiménez A. ;1,8). Tal expresión será utilizada en el planteamiento de criterios de optimización aplicables al diseño de redes de distribución de agua.

Según Dajani, el costo por unidad de longitud de tubería está dado por la expresión empírica

$$k = a' + b' D^2 + c' x^2$$

donde "x", profundidad de excavación

3.2 DETERMINACION DE PARAMETROS

En las redes primarias de abastecimiento de agua las tuberías se colocan paralelamente a la superficie del terreno. Si se considera que los costos de excavación son proporcionales a las profundidades del terreno, se tendrá simplemente

$$k = a + b D^2$$

Con objeto de tener un mejor coeficiente de correlación -- entre k y D que el obtenido por Dajani, $r = 0.9$, se introduce en la ecuación un tercer parámetro, quedando

$$k = a + b D^c$$

La determinación de los parámetros "a", "b", y "c" se realiza mediante el método de diferencias (Bonilla W. ;38), que se transcribe a continuación.

Dando un incremento ΔD a la variable independiente, la --- variable dependiente se incrementa en Δk , por tanto

$$k + \Delta k = a + b (D + \Delta D)^C$$

Si el incremento ΔD se toma de tal forma que

$$\Delta D = \alpha D \quad ; \quad \alpha = \text{cte}$$

se tendrá:

$$k + \Delta k = a + b (D + \alpha D)^C$$

de donde

$$k + \Delta k = a + (1 + \alpha)^C b D^C \quad (3.2)$$

De la ec. 3.1 se obtiene que

$$b D^C = k - a$$

valor que sustituido en la ec. 3.2 conduce a

$$k + \Delta k = a + (1 + \alpha)^C (k - a)$$

o sea, reorganizando términos

$$k + \Delta k = (1 + \alpha)^C k + a[1 - (1 + \alpha)^C] \quad (3.3)$$

que es la ecuación de una línea recta con pendiente

$$m = (1 + \alpha)^C \quad (3.4)$$

y ordenada al origen

$$I = a [1 - (1 + \alpha)^C] \quad (3.5)$$

Aplicando logaritmos a ambos términos de la ec. 3.4 y despejando, se obtiene

$$c = \frac{\ln m}{\ln (1 + \alpha)} \quad (3.6)$$

Substituyendo la ec. 3.4 en la ec. 3.5 y despejando, se tendrá

$$a = \frac{I}{1 - m} \quad (3.7)$$

Finalmente, el valor de "b" se obtiene de la ec. 3.1, en función de los valores de "a" y "c" previamente determinados, considerando los n datos existentes

$$b = \frac{\sum k - n a}{\sum D^c} \quad (3.8)$$

En este trabajo, con el objeto de obtener mayor precisión en la determinación de los parámetros de la función de costos, primero se ordenaron los diámetros comerciales en orden creciente y, mediante el método de interpolación de Lagrange, se calcularon los diámetros correspondientes a la serie de costos relativos

$$k, (1 + \alpha)k, (1 + \alpha)^2 k, \dots$$

para obtener los puntos

$$[k, (1 + \alpha)k], [(1 + \alpha)k, (1 + \alpha)^2 k], \dots$$

de la línea recta. Después, mediante un programa de computadora diseñado para el objeto (apéndice A), se aplicó el método de mínimos cuadrados, para determinar "m" e "I"

$$m = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2} ; \quad I = \frac{\sum y}{n} - m \frac{\sum x}{n}$$

Finalmente, mediante la aplicación de las ecs. 3.6 a 3.8, - incluidas en el programa, se obtuvieron los valores de los parámetros "a", "b" y "c", que se muestran en la tabla -- 3.1.

El costo unitario de un tubo puede expresarse en función - del gasto sustituyendo en la ec. 3.1 la ec. 2.5, para obte-
ner

$$k = a + bf \frac{Q^{3c/8}}{h^{3c/16}} L^{3c/16} \quad (3.9)$$

TABLA 3.1 VALORES DE LOS PARAMETROS DE LA EC. DE COSTOS PARA DISTINTOS MATERIALES DE TUBERIA.

TUBERIA	DIAMETRO (mm)	PARAMETROS		
		a	b	c
A-5	64 < D < 508	1.107343	8.6849E-06	2.269076
A-5	508 < D < 900	7.871392	5.5016E-08	2.911161
A-7	64 < D < 508	1.031344	1.5690E-05	2.192102
A-7	508 < D < 900	4.455205	1.1622E-05	2.175485
A-10	64 < D < 508	0.866127	2.8535E-05	2.116370
A-10	508 < D < 900	7.717952	1.0839E-06	2.531800
A-14	64 < D < 457	0.581409	1.8777E-04	1.849570
A-14	457 < D < 900	2.974301	1.1702E-04	1.894357
P.V.C.	19 < D < 76	1.030179	5.3173E-05	2.460982
P.V.C.	76 < D < 152	1.817288	2.3350E-05	2.535073
Fo.Ga.	19 < D < 64	0.504578	5.9002E-03	1.529783
Fo.Ga.	64 < D < 102	1.662876	1.0737E-04	2.428383

4. EL PROBLEMA DE OPTIMIZACION DE REDES HIDRAULICAS

4.1 MODELO MATEMATICO

Una de las metas más importantes del ingeniero, es optimizar la solución de los problemas a que se enfrenta; para ello, busca procedimientos enfocados a aprovechar al máximo las condiciones particulares del problema, caracterizadas por las restricciones. La optimización no siempre se logra en forma absoluta debido a la complejidad de los problemas.

El problema hidráulico, en relación con una red de tuberías de diámetros conocidos, consiste en determinar la distribución de la corriente de agua y las pérdidas de carga en cada uno de los tramos de la red, para un gasto total o bien para una pérdida total dados. Existen dos incógnitas para cada tubería, el gasto y la pérdida de carga, y para el sistema como un todo una incógnita, la pérdida de carga o el gasto. Por lo tanto, el número de incógnitas es igual

al doble del número de elementos más uno. Para cualquier red, el número de ecuaciones disponibles es suficiente -- para resolver el problema. Para despejar las incógnitas, -- las ecuaciones deben resolverse simultáneamente; la principal dificultad consiste en que el sistema resultante no es lineal (Davis C.V. ;948) y la resolución directa del sistema de ecuaciones no es práctica.

Cuando los diámetros de las tuberías no son conocidos y -- además se desea determinar sus dimensiones comerciales -- óptimas, de manera que se llegue a un costo mínimo para la red de distribución, el problema se torna más complicado, -- debido a la introducción de las ecuaciones de costo de las tuberías. En tal caso, la consideración simultánea de todas las ecuaciones es aún más difícil, por lo que debe recurrirse al uso de criterios que simplifique la solución del problema, aunque con ello se obtenga solamente una solución -- cercana al mínimo buscado.

Expresado en términos matemáticos el problema de optimización consiste en

Minimizar:

$$\sum_{i,j} (a + b D_{ij}^C) L_{ij}$$

Sujeto a:

$$\sum_j Q_{ij} + q_i = 0 \quad ; \quad \forall i$$

$$H_i = H_j + h_{ij} \quad ; \quad \forall i$$

$$H_{\min} \leq H_i \leq H_{\max}$$

$$V_{\min} \leq V_{ij} \leq V_{\max}$$

$$D_{\min} \leq D_{ij} \leq D_{\max}$$

4.2 METODO DE MULTIPLICADORES DE LAGRANGE

En el caso más simple, el problema de optimización consiste en encontrar el valor óptimo (mínimo o máximo) de una función $u = f(x, y, z)$, donde "x", "y", "z" están conectadas por la relación $\Gamma(x, y, z) = 0$. Al valor resultante se le conoce como óptimo restringido.

El óptimo restringido se puede encontrar si la relación de restricción $\Gamma(x, y, z) = 0$ puede ser resuelta para una de las variables, digase "z", en términos de las otras dos variables restantes. Si la expresión resultante es sustituida por "z" en $u = f(x, y, z)$, se obtendrá una función $u = F(x, y)$. Los valores de "x" y "y" que dan un óptimo de $u = f(x, y, z)$ pueden ser encontrados de diversas maneras; sin embargo, la solución de $\Gamma(x, y, z) = 0$ para cualquiera de las variables puede ser extremadamente difícil, por lo que se recurre a un ingenioso artificio usado por Lagrange (Sokolnikoff I.S. ;163,164,165).

Como la diferencial total de la función $u = f(x, y, z)$ es

$$df = \frac{\partial f}{\partial x} dx + \frac{\partial f}{\partial y} dy + \frac{\partial f}{\partial z} dz = 0 \quad (4.1)$$

y la diferencial total de la función de restricción $\Gamma(x, y, z) = 0$

$$d\Gamma = \frac{\partial \Gamma}{\partial x} dx + \frac{\partial \Gamma}{\partial y} dy + \frac{\partial \Gamma}{\partial z} dz = 0 \quad (4.2)$$

si la ec. 4.2 se multiplica por un factor indeterminado λ y se suma a la ec. 4.1, resulta:

$$\left(\frac{\partial f}{\partial x} + \lambda \frac{\partial \Gamma}{\partial x}\right) dx + \left(\frac{\partial f}{\partial y} + \lambda \frac{\partial \Gamma}{\partial y}\right) dy + \left(\frac{\partial f}{\partial z} + \lambda \frac{\partial \Gamma}{\partial z}\right) dz = 0$$

de donde

$$\frac{\partial f}{\partial x} + \lambda \frac{\partial \Gamma}{\partial x} = 0 ,$$

$$\frac{\partial f}{\partial y} + \lambda \frac{\partial \Gamma}{\partial y} = 0 ,$$

$$\frac{\partial f}{\partial z} + \lambda \frac{\partial \Gamma}{\partial z} = 0 ,$$

(4.3)

$$\Gamma(x, y, z) = 0$$

Entonces, para determinar los valores óptimos de -----
 $u = f(x, y, z)$, es necesario obtener la solución del sistema
de ecuaciones 4.3 para las incógnitas "x", "y", "z" y "λ".
El factor λ es llamado multiplicador de Lagrange.

5. METODO PARA LA OPTIMIZACION DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA

5.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES

El proyecto de una red de distribución de agua se inicia con el trazo de las tuberías, en un plano topográfico que contenga la localización de las calles y los límites de los terrenos. En este plano deben señalarse los puntos adecuados para colocar los tanques de almacenamiento y regulación e indicarse su altura, así como los puntos críticos de la red y su carga de presión (Davis C.V. ;944). La distribución de los consumos puede ser estimada de acuerdo con la zonificación de la ciudad y los usos del terreno; una vez que los consumos zonales han sido determinados, la superficie de las diversas zonas se subdividen en áreas de menor magnitud y se eligen puntos en los que los consumos se suponen concentrados procurándose que, de acuerdo con la topografía, las presiones sobre ellos resulten tan uniformes como sea posible (Clark J.W. ;146).

Debe procurarse que en el trazo de la red primaria exista simetría, con el fin de obtener distancias mínimas de recorrido del agua y se evitan diámetros grandes en el punto de entrada a la red. Ello se facilita cuando el punto de entrada no está obligado por la topografía.

La suposición de un gradiente hidráulico entre 0.001 y 0.003 permite estimar los gastos que pueden ser conducidos por una tubería de diámetro mínimo permitido (Fair G.M. ;348). Es necesario realizar varios trazos de la red primaria para poder descartar de ella las tuberías de menor diámetro y lograr simultáneamente la mejor simetría y uniformidad de presiones en la red. Las salidas en los nodos de la red quedan entonces determinados por los consumos en las áreas correspondientes.

5.2 METODO DE HARDY CROSS

El diseño hidráulico convencional de una red primaria de distribución de agua mediante el método de Cross permite la determinación de los gastos y pérdidas de carga en las tuberías. Se parte de una distribución inicial de gastos en la red, que satisfagan la condición de continuidad de masa en cada uno de los nodos. Los diámetros de las tuberías se pueden estimar considerando la velocidad media recomendada. Para obtener las pérdidas de carga en las tuberías se aplican correcciones sucesivas a los gastos y se recalculan las pérdidas de carga hasta lograrse que la carga de presión en cada uno de los nodos tenga un solo valor (Clark J.W. ;148).

Diferenciando la ecuación

$$h = k Q^x$$

se obtiene

$$dh = k \times Q^{x-1} dQ$$

y por tanto

$$dQ = \frac{dh}{k \times Q^{x-1}} = \frac{dh}{x \cdot h/Q}$$

Tomando positiva la corriente que circula en el sentido de las manecillas del reloj se obtiene, para un circuito cualquiera, discretizando y tomando sumas

$$\Delta Q = \frac{(\Sigma h)_+ - (\Sigma h)_-}{(\Sigma h/Q)_+ + (\Sigma h/Q)_-}$$

Una vez determinadas las pérdidas de carga en las tuberías, se determinan las cargas en los nodos de la red y se comparan con las cargas especificadas. Si una o más cargas no se satisfacen, puede ser necesario cambiar el diámetro de una o más tuberías. La elevación mínima del agua en el punto de entrada es igual a la cota del terreno más la suma de la carga mínima permitida y las pérdidas de carga en la red; si esta condición no se satisface, la altura puede aumentarse o disminuirse, siempre y cuando las cargas en los nodos queden comprendidas entre los límites permitidos.

Debe observarse que el método de Cross es, más que un método de diseño, un método de revisión usado para diseñar redes de distribución de agua, mediante aproximaciones sucesivas.

5.3 DETERMINACION DE LOS SENTIDOS Y GASTOS OPTIMOS DE ESCURRIMIENTO

Considérese un circuito como el I que se muestra en la figura 5.1, donde la mitad de la longitud total del circuito se señala en el punto M, más cercano al punto 4 que al punto 3. Entonces, de acuerdo con la ecuación de costos

$$C = 1.1073 L + 8.6849 \times 10^{-6} \frac{Q \cdot 0.8509}{S^{0.4255}} L \quad (5.1)$$

el costo mínimo para satisfacer el gasto del nodo 1 se obtendrá siguiendo la ruta 0,1, debido a que ésta es la de menor longitud de las rutas posibles para llegar del nodo 0 al nodo 1. Con igual razonamiento se establecen los sentidos de escurrimiento 0, 1, 2, 3 y 0,5,4. El sentido del escurrimiento en el tramo 3,4 ó 4,3 será 3,4, ya que el recorrido 0, 1, 2, 3, 4 tiene menor longitud que el recorrido 0, 5, 4, 3. Este procedimiento se justifica en el apéndice B.

Obsérvese que el gasto en 3, 4 es solamente el necesario para satisfacer los consumos en el propio tramo y no contribuye a alimentar el nodo 4, de equilibrio.

De la misma forma se establecen los sentidos de escurrimiento en el circuito II.

Para determinar los gastos en los tramos de tubería de la red, se parte de los puntos de equilibrio, E y E', y se acumulan en sentido inverso al de la corriente. Así, el gasto en el tramo 2, 3, será igual a $Q_{34} + q_3$; el gasto en el tramo 0, 1, común a los circuitos I y II, será igual a $Q_{12} + Q_{12}' + q_1$. Obsérvese que $Q_{01} + Q_{05} + Q_{06}' = q_0$.

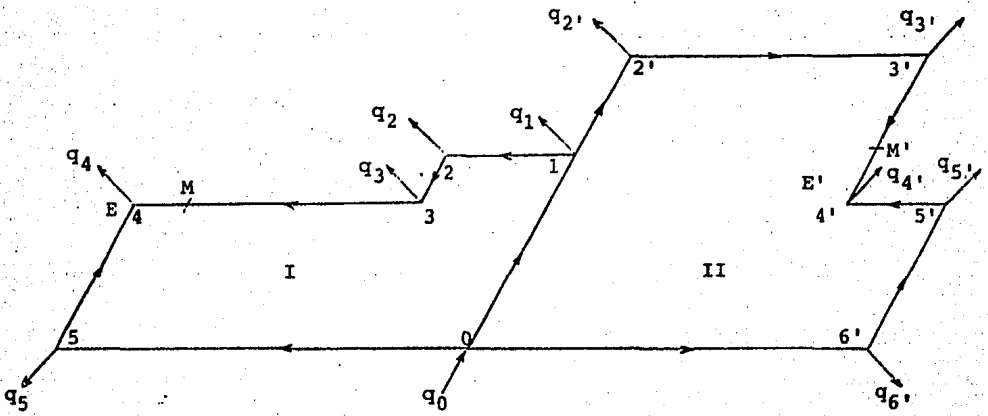


FIGURA 5.1 SENTIDOS DE ESCURRIMIENTO EN UNA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

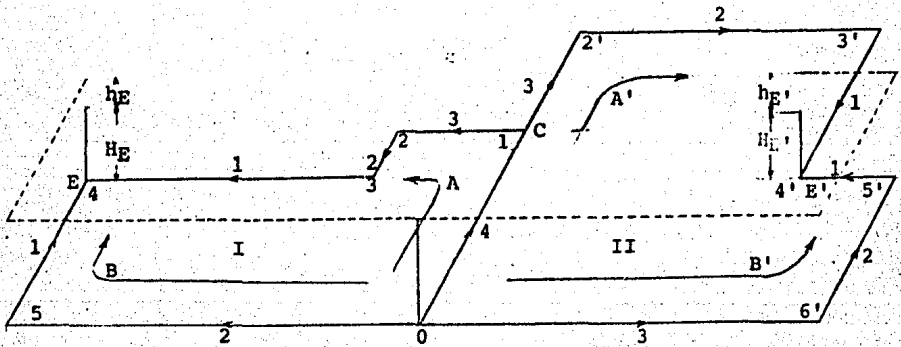


FIGURA 5.2 IDENTIFICACION DE LOS ELEMENTOS DE UNA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA

5.4 DETERMINACION DE PERDIDAS OPTIMAS DE CARGA

Para determinar las pérdidas de carga en los tramos de la red, es necesario conocer la carga mínima en los puntos de equilibrio y la elevación del agua en el punto de entrada a la red. Se determinan las pérdidas de carga disponibles, h_{OE} y $h_{OE'}$, entre tales puntos, y partiendo de los puntos de equilibrio se procede a renumerar los tramos de tubería en sentido inverso al de la corriente; los recorridos en ambos circuitos se identifican con las letras A, B, A' y B', como se muestra en la figura 5.2.

Como la carga en el punto C, siguiendo el recorrido O,E es

$$H_o - \left(\frac{H_o - H_E}{L_{OC} + L_{CE}} \right) L_{OC}$$

y siguiendo el recorrido OE' es

$$H_o - \left(\frac{H_o - H_{E'}}{L_{OC} + L_{CE'}} \right) L_{OC}$$

si

$$\frac{H_o - H_E}{L_{OC} L_{OE}} < \frac{H_o - H_{E'}}{L_{OC} L_{CE'}} \quad (5.2)$$

se procede a determinar primero las pérdidas óptimas de carga en el recorrido A, mediante la siguiente fórmula, -- cuyo desarrollo aparece en el apéndice C.

$$h_i = \frac{h_E}{\frac{e}{1+d} \sum_{j=1}^n \left(\frac{Q_j}{Q_i} \right) \frac{L_j}{L_i}} \quad (5.3)$$

donde

$$e = \frac{3c}{8} ; d = \frac{3c}{16} ; n, \text{ número de tramos de la línea}$$

Con esto, queda determinada la carga en el nodo C; con lo que se puede determinar la carga disponible entre C y E' y proceder al cálculo de las pérdidas de carga en el recorrido A'.

El cálculo de las pérdidas de carga en los recorridos B y B', no presenta dificultad, ya que desde el inicio se conocen las pérdidas de carga disponibles para tales recorridos.

En el caso de que al aplicar la ec. 5.2 cambie el signo de la desigualdad, se procede de una manera semejante, iniciándose el cálculo con el recorrido E'C 0.

5.5 DETERMINACION DE DIAMETROS Y REVISION DEL FUNCIONAMIENTO DE LA RED

Conocidos los gastos, pérdidas de carga y longitudes de los tramos de la red, se determinan los diámetros óptimos teóricos, por medio de la ec. 2.5, y se aproximan a los diámetros comerciales más próximos.

La aproximación a los diámetros comerciales tiene como consecuencia el desequilibrio de la red, por lo que es necesario revisar su funcionamiento por medio del método de Cross o cualquier otro método que sirva para el objeto.

Obsérvese que el número de iteraciones necesarias para efectuar la revisión es mínimo, ya que el desequilibrio inicial resulta pequeño.

5.6 DETERMINACION DE COSTOS

El costo relativo de la red se determina aplicando la ecuación

$$K = \sum_{i=1}^n (a + bD_i^C) L_i \quad (5.4)$$

donde

$i = 1, 2, \dots, n$; y n es el número de tramos de la red

El costo real aproximado se obtiene multiplicando el costo K por el costo unitario del tubo de mínimo diámetro existente en el comercio. Para asbesto-cemento clase A-5 este diámetro es 64 mm.

Obsérvese que el costo real de la red incluye la consideración de los costos de las válvulas, piezas especiales, etc., que no son tomados en cuenta en la optimización; para calcularlo se tendrá que realizar previamente el diseño detallado de la red, lo cual no es objeto de este trabajo.

6. EJEMPLO APLICATIVO

En la figura 5.2 se presenta el esquema de una red de distribución de agua en la que, siguiendo el procedimiento - descrito en el capítulo 5, se han identificado los nodos; - los circuitos; las líneas y sentidos de escurrimiento; y - los tramos de tubería.

Los datos relativos a las longitudes de los tramos; cotas y demandas en los nodos; y del gasto y elevación del agua en la entrada a la red, aparecen en la tabla 6.1.

Se desea determinar los diámetros óptimos de los tramos de la red, de tal manera que se satisfagan las especificaciones de la SEDUE para sistemas de abastecimiento de agua.

Para resolver este problema se considera tubería de asbesto-cemento clase A-5, con coeficiente de Manning $n=0.010$. Los resultados que aparecen en la tabla 6.2 fueron obtenidos con el programa de computadora que se presenta en el apéndice D.

TABLA 6.1 DATOS PARA EL DISEÑO DE UNA RED DE ABASTECIMIENTO

CIRCUITO	LINEA	NODOS		TRAMO	LONGITUD (m)	COTA DEL NODO (m)		DEMANDA DEL NODO (l/s)		
		i	j			i	j	i	j	
I	B	0	5	1	814	119.30		0.00		
		5	4	2	316	122.90	121.25	18.60	11.71	
	A	0	1	4	418					
		1	2	3	256	117.85		7.20		
		2	3	2	106	118.85		4.24		
		3	4	1	562	119.40		1.25		
II	A'	0	1							
		1	2'	3	216					
		2'	3'	2	602	116.60		1.90		
			3'	4'	1	321	112.30	114.90	13.90	4.60
	B'	0	6'	3	796					
		6'	5'	2	312	113.00		39.37		
		5'	4'	1	204	113.90		5.46		

CIRCUITO	LINEA	NODOS		TRAMO	CONSUMO EN TRAMO (l/s)	
		i	j			
I	B	0	5	1		
		5	4	2		
	A	0	1	4		
		1	2	3		
		2	3	2		
		3	4	1	5.72	
II	A'	0	1			
		1	2'	3		
		2'	3'	2		
			3'	4'	1	2.10
	B'	0	6'	3		
		6'	5'	2		
		5'	4'	1		

TABLA 6.2 RESULTADOS DEL DISEÑO OPTIMO TEORICO DE UNA RED DE ABASTECIMIENTO.

L I N E A A	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	SUMA
LONGITUD (m)	562	106	256	418	
GASTO(1/s)	5.72	6.96	11.21	36.31	
PERDIDA CARGA (m)	0.761882	0.161695	0.518587	1.707837	3.150000
PENDIENTE	0.001356	0.001525	0.002026	0.004086	
DIAMETRO (m)	0.136061	0.144771	0.163481	0.222714	
COSTO RELATIVO	966.34	170.37	517.65	1234.06	2908.46
DIAMETRO COMER. (m)	152mm 6"	152mm 6"	152mm 6"	203mm 8"	
COSTO RELATIVO COMER.	1058.11	199.57	481.99	1097.46	2827.13

L I N E A A'	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	SUMA
LONGITUD (m)	321	602	216	
GASTO(1/s)	2.1	16	17.9	
PERDIDA CARGA (m)	0.865314	5.453854	2.092432	8.411600
PENDIENTE	0.002696	0.009060	0.009687	
DIAMETRO (m)	0.082686	0.141071	0.145298	
COSTO RELATIVO	417.98	1060.72	390.39	1869.08
DIAMETRO COMER. (m)	102mm 4"	152mm 6"	152mm 6"	
COSTO RELATIVO COMER.	456.14	1133.42	406.68	1996.23

L I N E A B	TRAMO 1	TRAMO 2	SUMA
LONGITUD (m)	316	914	
GASTO(1/s)	5.99	24.59	
PERDIDA CARGA (m)	0.450973	2.699027	3.150000
PENDIENTE	0.001427	0.003316	
DIAMETRO (m)	0.138015	0.200114	
COSTO RELATIVO	546.76	2079.42	2626.17
DIAMETRO COMER. (m)	152mm 6"	203mm 8"	
COSTO RELATIVO COMER.	594.95	2118.33	2713.28

CONT. TABLA 6.2 RESULTADOS DEL DISEÑO OPTIMO TEORICO DE UNA RED DE ABASTECIMIENTO.

L I N E A B'	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	SUMA
LONGITUD (m)	204	312	796	
GASTO (l/s)	2.59	8.05	47.42	
PERDIDA CARGA (m)	0.396364	1.162813	8.550823	10.1000
PENDIENTE	0.001893	0.003727	0.010742	
DIAMETRO (m)	0.095572	0.128794	0.205356	
COSTO RELATIVO	281.10	511.62	2103.05	2895.76
DIAMETRO COMER. (m)	102mm 6"	152mm 6"	203mm 8"	
COSTO RELATIVO COMER.	289.88	587.42	2071.48	2949.78

	C O S T O S	
	RELATIVO	RELATIVO COMER.
LINEA A	2908.460	2927.120
LINEA A'	1869.084	1996.229
LINEA B	2626.173	2713.276
LINEA B'	2895.761	2948.783
SUMA	10299.48	10485.40

Cálculo de los Gastos Teóricos

El gasto en el tramo 1 de la línea A es 5.72 l/s; por lo tanto el gasto del tramo 2 será: $5.72 + 1.25 = 6.97$ l/s, y del tramo 3: $6.97 + 4.24 = 11.21$ l/s. De manera semejante se determinan los gastos de los demás tramos de la red.

Cálculo de las Pérdidas Óptimas de Carga

Suponiendo una carga de 15 m en los puntos de equilibrio de la red, las pérdidas de carga disponibles entre estos puntos y el de entrada a la red serán; para el circuito I-
 $h_{0E} = 140 - (121.85 + 15) = 3.15$ m; y para el circuito II-
 $h_{0E'} = 140 - (114.90 + 15) = 10.10$ m.

Para determinar en que línea, A ó A' se inicia el cálculo de las pérdidas de carga, se observa si se cumple o no la ec. 5.2.

$$\left(\frac{140 - 136.85}{418 + 924}\right)_A < \left(\frac{140 - 129.90}{418 + 1139}\right)_{A'}$$

$$(0.002347)_A < (0.006487)_B$$

Como la ecuación se cumple, se procede a determinar las pérdidas de carga en la línea A del circuito I, mediante la fórmula 5.3. Para el tramo 1, ($i = 1$; $j = 1, 2, 3, 4$), se obtiene

$$e = \frac{3(2.269076)}{8} = 0.8509 ; d = \frac{e}{2} ; \frac{e}{1+d} = 0.5969$$

$$h_1 = \frac{3.15}{\left(\frac{5.72}{5.72}\right)^{0.59} \left(\frac{562}{562}\right) + \left(\frac{6.97}{5.72}\right)^{0.59} \left(\frac{106}{562}\right) + \left(\frac{11.21}{5.72}\right)^{0.59} \left(\frac{256}{562}\right) + \left(\frac{36.31}{5.72}\right)^{0.59} \left(\frac{418}{562}\right)}$$

$$h_1 = 0.7619 \text{ m}$$

De la misma manera se obtienen las pérdidas de carga en -- los tramos restantes en esta línea. Al llegar al punto C, -- común a los circuitos I y II, se calcula la pérdida de carga disponible entre este punto y el de equilibrio E', con lo que puede procederse al cálculo de las pérdidas de carga en los tramos de la línea A'.

Cálculo de los Diámetros

Conocidas las longitudes, gastos y pérdidas de carga de -- los tramos de la red, se calculan los diámetros teóricos, -- por medio de la ec. 2.5; para el diámetro del tramo 1 de -- la línea A se tendrá:

$$f = \left[\frac{(0.010)(10.0794)}{\pi} \right]^{0.375} = 0.2753$$

$$D = 0.2753 \frac{(0.00572)^{0.375}}{(0.7619)^{0.1875}} (562)^{0.1875}$$

$$D = 0.1369 \text{ m}$$

De manera semejante se obtienen los diámetros teóricos de los demás tramos de la red. Estos diámetros sirven para -- adoptar los diámetros comerciales que más se les aproximen.

Revisión de la Red

Debido al cambio de diámetros teóricos por diámetros comerciales, la red sufre desequilibrios, por lo que se procede a revisarla por medio del método de Cross de ajuste de gastos. Para este propósito se elaboró el programa de computadora que aparece en el apéndice E. En la tabla 6.3 se presentan los resultados de la tercera y última iteración.

Se observa que las cargas de altura en los nodos, las pendientes hidráulicas y los diámetros de las tuberías de la red, se encuentran dentro de los límites permitidos. La máxima diferencia de carga, 6 m, que ocurre entre los nodos 1 y 5, resulta menor que la máxima diferencia de cotas del terreno, 10.6 m, que ocurre entre los nodos 3' y 5.

Costo de la Red

El costo teórico relativo de la red, se determina con la ec. 5.4, que se incluye en el programa del apéndice D; éste resulta ser 10,299.48, mientras que el costo relativo que resulta al adoptar diámetros comerciales es 10,485.75. Se observa que ambos costos son muy similares, ya que los incrementos positivos en los diámetros se compensan con los negativos.

TABLA 6.3 RESULTADOS DE LA REVISION DE UNA RED DE ABASTECIMIENTO POR EL METODO DE HARDY CROSS

CIRCUITO	LINEA	NODOS		TRAMO	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	PERDIDA CARGA (m)
		i	j				
I	B	0	5	1	0.203	314	3.1206
		5	4	2	0.152	316	0.5907
	A	0	1	4	0.203	418	2.5821
		1	2	3	0.152	256	0.4225
		2	3	2	0.152	106	0.0422
		3	4	1	0.152	562	0.1079
	II	A'	0	1		0.203	418
1			2'	3	0.152	216	1.9185
2'			3'	2	0.152	602	4.3475
3'			4'	1	0.102	321	0.7981
B'		0	6'	3	0.203	796	8.5534
		6'	5'	2	0.152	312	0.3248
		5'	4'	1	0.102	204	0.0546

CIRCUITO	LINEA	NODOS		TRAMO	C A R G A (m)	
		i	j		i	j
I	B	0	5	1	20.70	
		5	4	2	14.54	15.00
	A	0	1	4		
		1	2	3	19.57	
		2	3	2	18.15	
	3	4	1	17.56		
II	A'	0	1			
		1	2'	3		
		2'	3'	2	19.62	
		3'	4'	1	19.57	16.17
	B'	0	6'	3		
		6'	5'	2	18.45	
		5'	4'	1	17.22	

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- En la época actual tanto la tecnología para el diseño hidráulico de redes de abastecimiento, como la relativa al control de la calidad del agua están muy desarrolladas. No ocurre lo mismo con relación al diseño económico de los sistemas de abastecimiento.
- Las especificaciones para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua, aplicables en nuestro país, no están claramente establecidas. Se advierte que corresponden más a un enfoque subjetivo que a un análisis basado en la situación socioeconómica de nuestros núcleos de población.
- La variación temporal de los costos de las tuberías, obliga a la utilización de costos relativos, para hacer posible la comparación de costos de diversas alternativas de proyecto, independientemente del costo.

- El diseño optimizado de una red de distribución de agua, es un problema muy difícil de resolver considerando -- simultáneamente todas las variables y parámetros que lo determinan. Sin embargo, es posible utilizar secuencialmente criterios simples de optimización que aseguran la obtención de una solución cercana a la óptima.

- La aplicación del método de optimización propuesto en este trabajo permite, reducir a un mínimo el número de iteraciones necesarias para realizar la revisión de una red.

- Se recomienda continuar las investigaciones necesarias para extender el método a redes constituidas por múltiples circuitos y más de una entrada.

A P E N D I C E A

PROGRAMA PARA LA OBTENCION DE LOS VALORES DE LOS
PARAMETROS DE LA ECUACION DE COSTOS

APENDICE A. PROGRAMA PARA LA OBTENCION DE LOS VALORES DE LOS PARAMETROS
DE LA ECUACION DE COSTOS.

```

10 CLS
20 '
30 '*** Dimensionamiento de variables ***
40 '
50 DIM X(50),Y(50),XK(100),YK(100),KI(100),KI1(100)
60 '
70 '*** Lectura de datos ***
80 '
90 PRINT " Programa para obtener los parametros 'a', 'b' y 'c' de la ec. C = a
+ bD^c"
100 PRINT:PRINT
110 INPUT "Dame total de diametros comerciales --->",N
120 PRINT:PRINT
130 FOR I=1 TO N
140 PRINT "Pareja de valores numero" I
150 ' INPUT "Diametro --->",X(I)
160 READ X(I)
170 ' INPUT "Costo/m ---->",Y(I)
180 READ Y(I)
190 PRINT
200 NEXT I
210 '
220 '*** Generacion de diametros y obtencion de costos interpolacion Lagrange***
230 '
240 YK=0
250 K=1
260 XI=X(1)
270 COND=1
280 WHILE COND
290     YK=0
300     FOR I=1 TO N
310         Z=1
320         FOR J=1 TO N
330             IF I=J THEN 350
340             Z=((XI-X(J))/(X(I)-X(J)))#Z
350         NEXT J
360         YK=Z#Y(I)+YK
370     NEXT I
380     YK(K)=YK
390     XK(K)=XI
400     K=K+1
410     XI=XI+(.1#XI)
420     AUX=XI-X(N)
430     IF AUX<0 THEN COND=1 ELSE COND=0

```

```

440 WEND
450 PRINT:PRINT
460 PRINT " Resultados de la interpolacion de Lagrange"
470 PRINT
480 FOR I=1 TO K-1
490 PRINT "Diametro =" ; XK(I), "Costos/m =" ; YK(I)
500 NEXT I
510 '
520 '*** Determinacion de los pares de valores Ki y Ki+1 ***
530 '
540 FOR I=1 TO K-2
550 KI(I)=YK(I)
560 KI1(I)=YK(I+1)
570 NEXT I
580 PRINT:PRINT
590 PRINT " Resultados Ki vs. Ki+1"
600 PRINT
610 FOR I= 1 TO K-2
620 PRINT "Ki =" ; KI(I), "Ki+1 =" ; KI1(I)
630 NEXT I
640 '
650 '*** Ajuste de curva por minimos cuadrados ***
660 '
670 FOR I= 1 TO K-2
680 SUMX=SUMX+KI(I)
690 SUMY=SUMY+KI1(I)
700 XY=KI(I)*KI1(I)
710 SUMXY=SUMXY+XY
720 X2=KI(I)^2
730 SUMX2=SUMX2+X2
740 NEXT I
750 PEND=( (K-2)*SUMXY-SUMX*SUMY) / ((K-2)*SUMX2-SUMX^2)
760 ORDALORIG=(SUMY*SUMX2-SUMX*SUMXY) / ((K-2)*SUMX2-SUMX^2)
770 PRINT:PRINT
780 PRINT " Resultados minimós cuadrados"
790 PRINT
800 PRINT "Pendiente =" ; PEND, "Ordenada al origen =" ; ORDALORIG
810 '
820 '*** Determinacion parametros a,b y c ***
830 '
840 C=LOG(PEND)/LOG(1.1)
850 A=ORDALORIG/(1-PEND)
860 FOR I=1 TO K-2
870 DC=XK(I)^C
880 SUMDC=SUMDC+DC
890 NEXT I
900 B=(SUMX-(K-2)*A)/SUMDC
910 PRINT:PRINT
920 PRINT " Resultados parametros a, b, c "

```

```

930 PRINT
940 PRINT " a =" ; A, " b =" ; B, " c =" ; C
950 PRINT
960 PRINT "De donde"
970 PRINT
980 PRINT "          C =" ; A ; " + " ; B ; " D " ; C
990 PRINT:PRINT:PRINT
1000 PRINT "          Presione F5 para comparacion teorico-comercial"
1010 PRINT:PRINT:PRINT
1020 STOP
1030 FOR I=1 TO N
1040 CTEORICO=A+B*(I)^C
1050 ER=(Y(I)-CTEORICO)/Y(I)*100
1060 PRINT "D=" ; X(I), "COM=" ; Y(I), "TEOR=" ; CTEORICO, "EX=" ; ER
1070 NEXT I
1080 END
1090 '
1100 ' *** Datos tuberia A-C A-5 ***
1110 '
1120 DATA 64,1
1130 DATA 76,1.2004802
1135 DATA 102,1.314926
1140 DATA 152,2.1142037
1150 DATA 203,2.8296919
1160 DATA 254,3.8260904
1170 DATA 305,4.9244498
1190 DATA 356,6.490116
1200 DATA 406,7.8536214
1210 DATA 457,9.4697879
1220 DATA 508,11.9491
1230 END

```

TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO CLASE A-5

DIAMETRO (pulg) (mm)	COSTO INVERSION	COSTO INSTALACION	COSTO TOTAL	COSTO RELATIVO	COSTO TEORICO	ERROR %
2.5 64	83.50	41.45	124.95	1.000000	1.216267	-21.63
3 76	106.40	43.60	150.00	1.200480	1.268212	-5.64
4 102	116.35	47.95	164.30	1.314926	1.420982	-8.07
6 152	211.10	53.07	264.17	2.114206	1.892756	10.95
8 203	298.25	55.32	353.57	2.829692	2.602366	8.03
10 254	401.75	76.32	478.07	3.826090	3.593421	6.03
12 305	520.15	95.16	615.31	4.924450	4.872892	1.05
14 356	701.75	109.19	810.94	6.490116	6.455418	0.53
16 406	864.25	117.06	981.31	7.953621	8.313565	-5.84
18 457	1042.45	140.80	1183.25	9.469783	10.533100	-11.23
20 509	1326.95	166.09	1493.04	11.949100	12.018020	-0.55
24 610	1701.60	182.10	1883.70	15.075630	14.935120	0.93
30 762	2400.75	256.80	2657.55	21.268908	21.371120	-0.46
36 900	3409.55	303.80	3713.35	29.718687	29.787570	-0.23

A P E N D I C E B

RECORRIDOS DE COSTO MINIMO
ANALISIS

APENDICE B. RECORRIDOS DE COSTO MINIMO.

Existe un número infinito de maneras en que el caudal puede repartirse entre las tuberías de una red, pero solamente una de ellas - dará un costo mínimo (Davis C.V.; 957).

Considérese un nodo conectado con dos entradas y una salida, como el que se muestra en la figura B.1. Conocidas las pendientes hidráulicas en las tuberías 1 y 2, el problema consiste en determinar los gastos Q_1 y Q_2 que satisfagan la demanda Q en el nodo N, - a costo mínimo.

Aplicando el método de Lagrange para determinar óptimos a la ec. - 5.4 de costos, se tendrá

$$Z = aL_1 + bf \frac{Q_1^{3C/8}}{S_1^{3C/16}} L_1 + aL_2 + bf \frac{Q_2^{3C/8}}{S_2^{3C/16}} L_2 + k(Q - Q_1 - Q_2)$$

Tomando derivadas parciales, resulta

$$\frac{\partial z}{\partial Q_1} = \frac{bfL_1}{S_1^{3c/16}} \frac{3c}{8} Q_1^{\frac{3c-8}{8}} - l = 0 \quad (\text{B.1})$$

$$\frac{\partial z}{\partial Q_2} = \frac{bfL_2}{S_2^{3c/16}} \frac{3c}{8} Q_2^{\frac{3c-8}{8}} - l = 0 \quad (\text{B.2})$$

$$\frac{\partial z}{\partial l} = Q - Q_1 - Q_2 = 0 \quad (\text{B.3})$$

Dividiendo la ec. B.1 entre la ec. B.2 y despejando se obtiene

$$Q_2 = \left[\frac{L_1}{L_2} \left(\frac{S_2}{S_1} \right)^{3c/16} \right]^{\frac{8}{3c-8}} Q_1 \quad (\text{B.4})$$

Sustituyendo la ec. B.4 en la ec. B.3 resulta

$$Q - Q_1 - \left[\frac{L_1}{L_2} \left(\frac{S_2}{S_1} \right)^{3c/16} \right]^{\frac{8}{3c-8}} Q_1 = 0$$

de donde, factorizando

$$Q - Q_1 - \left\{ 1 + \left[\frac{L_1}{L_2} \left(\frac{S_2}{S_1} \right)^{3c/16} \right]^{\frac{8}{3c-8}} \right\} Q_1 = 0$$

y por tanto

$$Q_1 = \frac{Q}{1 + \left[\frac{L_1}{L_2} \left(\frac{S_2}{S_1} \right)^{3c/16} \right]^{\frac{8}{3c-8}}} \quad (\text{B.5})$$

Sustituyendo la ec. B.5 en la ec. B.4 y desarrollando, se obtiene

$$C_2 = \frac{Q}{1 + \left[\frac{L_2}{L_1} \left(\frac{S_1}{S_2} \right)^{3C/16} \right]^{\frac{8}{3C-8}}} \quad (\text{B.6})$$

De manera similar se determinan los valores de los gastos en n tu berías:

$$Q_i = \frac{Q}{\sum_{j=1}^n \left[\frac{L_i}{L_j} \left(\frac{S_j}{S_i} \right)^{3C/16} \right]^{\frac{8}{3C-8}}} \quad (\text{B.7})$$

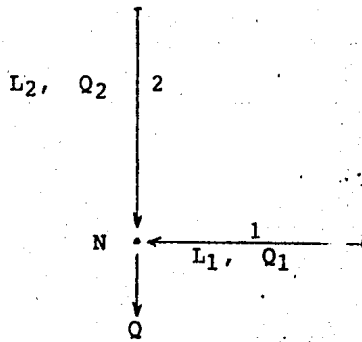


FIGURA B.1 NODO CONECTADO A DOS TRAMOS DE ALIMENTACION

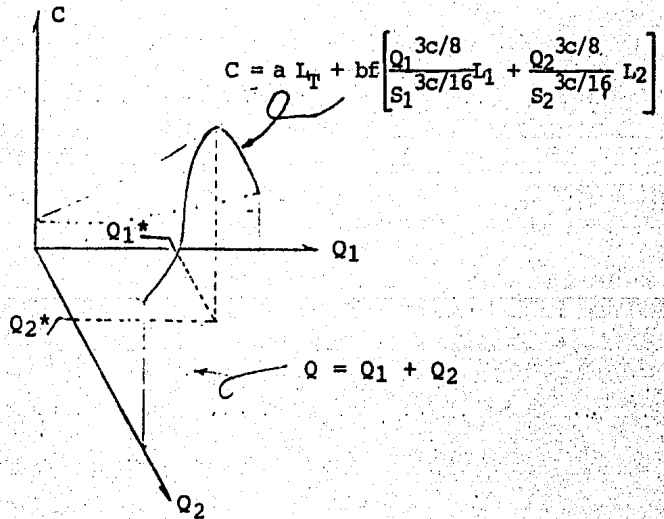


FIGURA B.2 REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA FUNCION DE COSTOS PARA DOS TRAMOS DE TUBERIA

Si se grafican los gastos Q_1 y Q_2 contra los costos, como se muestra en la figura B.2, se observa claramente que los valores Q_1^* y Q_2^* , obtenidos mediante las ecs. B.5 y B.6, corresponden al costo máximo. La gráfica presenta, además, costos mínimos absolutos donde $Q_1 = 0$ y $Q_2 = 0$. El costo mínimo minimorum se obtiene cuando el caudal para satisfacer al nodo proviene de una sola de las dos tuberías.

A P E N D I C E C

OPTIMIZACION DE PERDIDAS DE CARGA
ANALISIS

APENDICE C. OPTIMIZACION DE PERDIDAS DE CARGA.

Considérese una línea de tres tuberías, como la que aparece en la figura C1. Se conoce la pérdida de carga disponible, h , entre el origen, O , y término de la línea, E . Se desea determinar los valores de las pérdidas de carga, h_1, h_2, \dots , en los tramos de tubería, de tal forma que se satisfagan los gastos en cada tramo y el costo de la línea sea mínimo.

Como se obtiene la restricción

$$h - (h_1 + h_2 + h_3) = 0$$

aplicando el método de optimización de Lagrange a la ec. 5.4 de costos, se obtiene

$$Z = a(L_1 L_2 L_3) + bf \left[\frac{Q_1^e}{h_1^d} L_1^{1+d} + \frac{Q_2^e}{h_2^d} L_2^{1+d} + \frac{Q_3^e}{h_3^d} L_3^{1+d} \right] + \lambda (h_1 + h_2 + h_3 - h)$$

$$\text{donde } e = \frac{3c}{8}; \quad d = \frac{3c}{16}$$

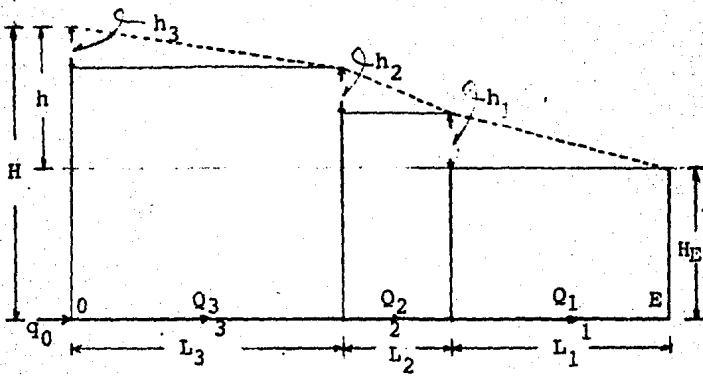


FIGURA C.1 PERDIDAS DE CARGA EN UNA LINEA DE ABASTECIMIENTO

Tomando derivadas parciales, resulta

$$\frac{\partial z}{\partial h_1} = -dbfQ_1^e L_1^{1+d} h_1^{-d-1} + \lambda = 0 \quad (C.1)$$

$$\frac{\partial z}{\partial h_2} = -dbfQ_2^e L_2^{1+d} h_2^{-d-1} + \lambda = 0 \quad (C.2)$$

$$\frac{\partial z}{\partial h_3} = -dbfQ_3^e L_3^{1+d} h_3^{-d-1} + \lambda = 0 \quad (C.3)$$

$$\frac{\partial z}{\partial \lambda} = h_1 + h_2 + h_3 - h = 0 \quad (C.4)$$

Igualando la ec. C.1 con la ec. C.2 y despejando, se obtiene

$$h_2 = \left[\frac{Q_1^e L_1^{1+d} h_1^{-d-1}}{Q_2^e L_2^{1+d}} \right]^{-\frac{1}{d+1}} \quad (C.5)$$

Igualando la ec. C.1 con la ec. C.3 y despejando, se obtiene

$$h_3 = \left[\frac{Q_1^e L_1^{1+d} h_1^{-d-1}}{Q_3^e L_3^{1+d}} \right]^{-\frac{1}{d+1}} \quad (C.6)$$

Sustituyendo las ecs. C.5 y C.6 en la ec. C.4 resulta

$$h = h_1 + \left[\frac{Q_1^e L_1^{1+d} h_1^{-d-1}}{Q_2^e L_2^{1+d}} \right]^{-\frac{1}{d+1}} + \left[\frac{Q_1^e L_1^{1+d} h_1^{-d-1}}{Q_3^e L_3^{1+d}} \right]^{-\frac{1}{d+1}}$$

de donde, factorizando

$$h = h_1 \left\{ 1 + \left[\frac{Q_1^e L_1^{1+d}}{Q_2^e L_2^{1+d}} \right]^{-\frac{1}{d+1}} + \left[\frac{Q_1^e L_1^{1+d}}{Q_3^e L_3^{1+d}} \right]^{-\frac{1}{d+1}} \right\}$$

y por tanto,

$$h_1 = \frac{h}{1 + \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{e}{1+d}} \left(\frac{L_2}{L_1}\right) + \left(\frac{Q_3}{Q_1}\right)^{\frac{e}{1+d}} \left(\frac{L_3}{L_1}\right)} \quad (C.7)$$

Sustituyendo la ec. C.7 en la ec. C.5 y desarrollando, resulta

$$h_2 = \frac{h}{1 + \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{\frac{e}{1+d}} \frac{L_1}{L_2} + \left(\frac{Q_3}{Q_2}\right)^{\frac{e}{1+d}} \left(\frac{L_3}{L_2}\right)} \quad (C.8)$$

Sustituyendo la ec. C.7 en la ec. C.6 y desarrollando, se tendrá

$$h_3 = \frac{h}{1 + \left(\frac{Q_1}{Q_3}\right)^{\frac{e}{1+d}} \left(\frac{L_1}{L_3}\right) + \left(\frac{Q_2}{Q_3}\right)^{\frac{e}{1+d}} \left(\frac{L_2}{L_3}\right)} \quad (C.9)$$

De manera similar pueden encontrarse los valores de las pérdidas de carga que optimizan el costo de una línea de n tuberías:

$$h_i = \frac{h}{\sum_{j=1}^n \left(\frac{Q_j}{Q_i}\right)^{\frac{e}{1+d}} \left(\frac{L_j}{L_i}\right)} \quad (C.10)$$

A P E N D I C E D

PROGRAMA DE OPTIMIZACION DE COSTOS

APENDICE D. PROGRAMA DE OPTIMIZACION DE COSTOS.

```

10 KEY OFF
20 CLS
30 DIM L(20),S(20),Q(20)
40 LOCATE 5,20
50 PRINT "PROGRAMA INTERACTIVO"
60 LOCATE 7,17
70 PRINT "METODO PARA LA SOLUCION DE UNA REDES HIDRAULICAS"
80 LOCATE 9,13
90 PRINT "COSTO MINIMO MEDIANTE DISTRIBUCION DE PERDIDAS DE CARGA."
100 LOCATE 11,13
110 PRINT "Dr. Ubaldo Bonilla Dominguez"
120 LOCATE 23,29
130 PRINT "Programa elaborado por: Rodolfo Bonilla Carmona"
140 FOR I= 1 TO 5000
150 NEXT I
160 CLS
170 '
180 ' *** LECTURA DE DATOS ***
190 '
200 LOCATE 2,1
210 PRINT "          L E C T U R A   D E   D A T O S"
220 PRINT : PRINT
230 INPUT "DAME COEFICIENTE 'a' -----> ",A
240 INPUT "DAME COEFICIENTE 'b' -----> ",B
250 INPUT "DAME COEFICIENTE 'c' -----> ",C
260 INPUT "DAME LA CARGA A DISTRIBUIR ( m ) -----> ",HD
270 INPUT "DAME EL NUMERO DE TRAMOS DE LA LINEA -----> ",N
280 PRINT : PRINT
290 PRINT "D A T O S   D E   L O S   T R A M O S"
300 PRINT
310 FOR I=1 TO N
320   PRINT "TRAMO "I,
330   INPUT "LONGITUD ( m ) ----> ",L(I)
340   PRINT " "
350   INPUT "GASTO ( m3/s ) ----> ",Q(I)
360   PRINT
370 NEXT I
380 '
390 ' *** APLICACION DE LAGRANGE ***
400 '
410 FOR I=1 TO N
420   SUM = 0
430   FOR J=1 TO N
440     SUM = SUM + ((Q(J)/Q(I)) ^ ((3*C/B)/(1 + (3*C/16)))) * (L(J)/L(I))
450   NEXT J

```

```

450 H(I) = HD / SUM
470 HSUM = HSUM + H(I)
480 NEXT I
490 '
500 ' *** CALCULO DE PENDIENTES ***
510 '
520 FOR I=1 TO N
530 S(I) = H(I) / L(I)
540 NEXT I
550 '
560 ' *** CALCULO DE DIAMETROS ***
570 '
580 NM=.01 ' (-- (n=0.010), si se desea otra n de Manning cambie esta linea
590 F = ( NM * 4^(5/3) / 3.141592654# )^(3/8)
600 FOR I=1 TO N
610 D(I) = F * Q(I)^(3/8) / S(I)^(3/16)
620 NEXT I
630 '
640 ' *** CALCULO DE COSTOS ***
650 '
660 FOR I=1 TO N
670 COSTOUNI(I) = A + B * (D(I)*1000)^C
680 COSTO(I) = COSTOUNI(I) * L(I)
690 SUMCOSTO = SUMCOSTO + COSTO(I)
700 NEXT I
710 '
720 ' *** IMPRESION DE RESULTADOS EN TRAMOS ***
730 '
740 CLS
750 PRINT : PRINT
760 PRINT " IMPRESION DE RESULTADOS"
770 PRINT
780 FOR I=1 TO N
790 PRINT "TRAMO "I,"GARGA ( m )=";H(I)
800 PRINT " ", "PENDIENTE ( adim )=";S(I)
810 PRINT " ", "DIAMETRO ( m )=";D(I)
820 PRINT " ", "COSTO /L (%rel/L)=";COSTOUNI(I)
830 PRINT " ", "COSTO (%rel )=";COSTO(I)
840 PRINT
850 NEXT I
860 PRINT " ", "S U M A C A R G A =" ; HSUM
870 HSUM = 0
880 PRINT " ", "C O S T O T O T A L =" ; SUMCOSTO
890 SUMCOSTO = 0
900 LOCATE 25,5
910 PRINT "EXISTEN OTROS TRAMOS A CALCULAR [S/N]",
920 INPUT A$
930 IF A$="N" OR A$="n" THEN 960
940 IF A$="S" OR A$="s" THEN CLS : GOTO 260
950 GOTO 900
960 CLS
970 KEY ON
980 END

```

· A P E N D I C E E

PROGRAMA PARA LA REVISION DE REDES POR EL METODO DE
HARDY CROSS

APENDICE E. PROGRAMA PARA LA REVISION DE REDES POR EL METODO DE HARDY CROSS

```

A>10 CLS
20 LOCATE 5,20
30 PRINT "R E D   D E   D I S T R I B U C I O N"
40 LOCATE 7,24
50 PRINT "M E T O D O   D E   C R O S S"
60 PRINT : PRINT
70 DIM A(20)
80 A(10)=0:A(12)=0
90 NM=.01 : ' "n=0.010"
100 INPUT "NUMERO DE TUBOS ---->",N
110 FOR I=1 TO N
120 PRINT :
130 PRINT "LECTURA DE DATOS NUMERO "I
140 PRINT
150 INPUT "DIAMETRO ----->",A(4)
160 INPUT "LONGITUD ----->",A(5)
170 INPUT "GASTO (m3/s)--->",A(13)
180 A(6)=A(13)/I
190 A(7)=10.293*NM^2/(A(4)^(16/3))
200 A(8)=A(7)*A(5)
210 A(9)=A(8)*A(6)^2
220 IF A(6)<0 THEN LET A(9)=(-1)*A(9)
230 A(10)=A(10)+A(9)
240 A(11)=A(9)/A(13)
250 A(12)=A(12)+A(11)
260 PRINT "K=";A(7),"KL=";A(8),"H=";A(9),"H/G=";A(11)
270 NEXT I
280 PRINT
290 PRINT "SUM H=";A(10)
300 PRINT "SUM H/G=";A(12)
310 A(14)=-A(10)/(A(12)*2)
320 PRINT "AJUSTE=";A(14)
330 END

```


BIBLIOGRAFIA

- Bonilla Waldo "A Method of Differences to Solve Transcendental - Equations, with Applications to Sanitary Engineering Problems"; - Oklahoma, USA, 1974.
- Bribiesca José L. "El Agua Potable en la República Mexicana"; -- Rev. Ingeniería Hidráulica en México; Tiro especial; México, -- 1960.
- Clark J.W., Viessman W. and Hammer M. "Water Supply and Pollution Control"; International Textbook Co.; Scranton, USA, 1971.
- Dajani J.S., Gemmel R.S. and Morlok E.K. "Optimal Design of Urban Wastewater Collection Networks"; Journal of Sanitary Engineering Division; USA, December 1972.
- Davis Calvin V. "Tratado de Hidráulica Aplicada", Ed. Labor S.A.; Madrid, España, 1956.
- Fair G.M. and Geyer J. Ch. "Water Supply and Waste Water Disposal"; John Willey and Sons, Inc.; New York, USA, 1959.
- González Fernando J. "El Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos en la Cd. de México"; Rev. Saneamiento Ambiental; Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria; México, noviembre 1982.

- Hadley George "Linear Programing"; Addison-Wesley Publishing -- Co.; Tokyo, Japan, 1967.
- Newman James R. "The World of Mathematics", Simons and Schuster; New York, USA, 1956.
- Jiménez Antonio "Investigación de Modelos Matemáticos de Estimación de Costos Directos Unitarios de Mano de Obra para Instalación de Tuberías de Agua Potable"; México; 1983.
- Maass A., Hufschmidt M.M., Dorfman R., Thomas H.A., Marglin S.A. and Fair G.M. "Design of Water-Resource Systems"; Harvard University Press; Massachusetts, USA, 1967.
- Rich Linvil G. "Environmental Systems Engineering", Mc Graw-Hill-Book Co. Inc.; Tokyo, Japan, 1973.
- SAHOP "Catálogo de Precios Unitarios, 1980"; México.
- SAHOP "Manual de Normas de Proyectos para Obras de Aprovisionamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana", Facultad de Ingeniería, UNAM; México, 1979.
- SARH "Memoria de la Primera Reunión Nacional para el Ahorro de Agua Potable"; México, marzo 1983.
- Sokolnikoff I.S. and Sokolnikoff E.S. "Higher Mathematics for -- Engineers and Physicists"; Mc Graw-Hill Book Co. Inc.; New York, USA, 1941.
- Steel Ernest W. "Water Supply and Sewerage"; Mc Graw-Hill Book - Co. Inc.; New York, USA, 1938.