

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL



INSTITUTO DE CIENCIAS MATEMATICAS

ESCUELA DE GRADUADOS

TESIS DE GRADUACION

**SOMETIDO AL COMITÉ DE POSTGRADO DEL INSTITUTO DE CIENCIAS
MATEMATICAS EN EL CUMPLIMIENTO PARCIAL DE LOS REQUISITOS
PARA EL GRADO DE MAGISTER EN GESTION LOGISTICA Y CONTROL DE
OPERACIONES**

TEMA:

**Modelo Operativo y Estratégico de Toma de Decisiones
para la Planificación de la Red de Agua Potable de la
Ciudad de Durán.**

AUTORES:

Edgar Johni Bustamante Romero

Pedro Senatore Ramos De Santis

Guayaquil – Ecuador

Diciembre 2007

Agradecimientos

A Dios, por todas las bendiciones y oportunidades otorgadas; a nuestras familias por su invaluable apoyo y respaldo en todo momento; al Mat. Fernando Sandoya, Dr. Jesús Velásquez, por los conocimientos impartidos; a la Sra. Marianita Mendieta, Alcaldesa de Duran, funcionarios de la Ecapad, por su irrestricta ayuda y confianza; y a todos los colegas y profesores que compartieron con nosotros esta dura experiencia de ser los pioneros en la maestría de Gestión Logística y Control de Operaciones.

Dedicatoria

Con el fin de no pecar por omisión y ser injusto con tantas personas que desinteresadamente apoyaron este proyecto, dedicamos este trabajo a todos aquellos que creyeron en esta idea y que con su aporte directo o indirecto lograron que se plasme en realidad. Valoramos y respetamos mucho la ayuda y comprensión de todos quienes nos regalaron un poco de su tiempo, atención y dedicación.

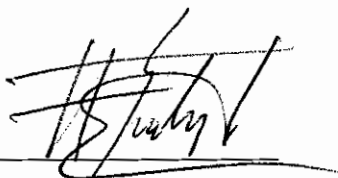
Muchas gracias.

Escuela Superior Politécnica del Litoral


Instituto de Ciencias Matemáticas

Los abajo firmantes por este medio certifican que han leído y recomiendan al Comité de Postgrado la aceptación de la tesis titulada: **“Modelo Operativo y Estratégico de Toma de Decisiones para la Planificación de la Red de Agua Potable de la Ciudad de Durán”**, escrita por Johni Bustamante Romero y Pedro Ramos De Santis en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Magíster en Ciencias M.Sc. en Gestión Logística y control de Operaciones.

Fecha: Diciembre 2007.



Mat. Fernando Sandoya
Presidente del Tribunal



Dr. Jesús Velásquez
Director de Tesis



Ing. Félix Ramírez
Vocal Principal No.1



Dr. Kleber Barcia
Vocal Principal No.2

Escuela Superior Politécnica del Litoral

Instituto de Ciencias Matemáticas

Fecha: Diciembre 2007

Autores: Johni Bustamante Romero y Pedro Ramos De Santis

Título: Modelo Operativo y Estratégico de Toma de Decisiones para la Planificación de la Red de Agua Potable de la Ciudad de Durán

Grado: M.Sc.

Convocatoria: Diciembre Año: 2007

El autor cede la obra aquí presentada, como patrimonio intelectual a la Escuela Superior Politécnica del Litoral, para que administre la circulación y mantenimiento de copias, a discreción de la Institución, ante el requerimiento de Individuos o Instituciones.



Firma del Autor



Firma del Autor

Los autores se reservan otros derechos de publicación, y ni la tesis ni extractos extensos de ella se pueden imprimir o reproducir de otra manera sin el permiso de los autores y/o de la Escuela Superior Politécnica del Litoral.

Los autores dan fe que se han obtenido los permisos para el uso de cualquier material con derechos de autor que aparece en esta tesis (con excepción de breves extractos que requieren solamente del reconocimiento apropiado en el escrito) y que todo lo que se haya usado esta claramente reconocido.

RESUMEN

Luego de analizar muchas posibilidades de aplicación de lo aprendido en la Maestría en Gestión Logística y Control de Operaciones, el análisis de un problema históricamente recurrente y aun si una solución esperanzadora para disminuir la inequidad social que representa la distribución de agua potable en nuestro país, hizo decidir a los autores de este trabajo por intentar optimizar la distribución de un recurso tan preciado como el Agua.

Empezando por identificar el ámbito de aplicación, se comenzó a estudiar y a entender los principios y fenómenos básicos relacionados con la Hidráulica, métodos de solución de redes malladas y a obtener información básica y también muy especializada de la Empresa Cantonal de Agua Potable de Duran.

Una vez concluida esta etapa, se pasa a trabajar en el núcleo de la obra, es decir, la elaboración de un modelo en el programa Mathematica que aprovechando la aplicación del método de Hardy-Cross para obtener una solución inicial, permite mediante la aplicación de un algoritmo genético optimizar una red de distribución de agua potable y por medio de Access se realiza la visualización de los resultados con una interfase bastante interesante y amigable para el usuario.

Finalmente, valiéndonos de información estimada por los funcionarios de Ecapad se aplica un ejemplo de Planificación Estratégica a una red tipo de la Ciudadela Abel Gilbert en Duran, con un horizonte de 15 años, que permite refirmar la efectividad que se espera de un modelo como el trabajado en este proyecto y que consideramos de gran utilidad para ayudar a solventar un problema tan acentuado en nuestra región, como es la distribución de agua potable.

Índice General

Resumen.....	I
Índice General.....	II
Índice de Tablas.....	III
Índice de Figuras.....	IV
Introducción.....	1

CAPITULO I

1. JUSTIFICACION, PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS

1.1 Justificación.....	3
1.2 Problemática General.....	4
1.3 Objetivos de la Tesis.....	5
1.3.1 Objetivos Generales.....	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5

CAPITULO II

2. MARCO TEORICO

2.1 Redes Hidráulicas	
2.1.1 Definiciones de los elementos de las Redes.....	7
2.1.1.1 Fluido.....	7
2.1.1.2 Presión en un Fluido.....	7
2.1.1.3 Viscosidad, Presión y Flujo Ideal.....	7
2.1.1.4 Flujo Laminar y Flujo Turbulento.....	8
2.1.1.5 Tensión Superficial.....	9
2.1.1.6 Topología de una Red.....	9

2.1.1.7	Nudos.....	9
2.1.1.8	Líneas.....	9
2.1.1.9	Grado de conectividad en un nudo.....	10
2.1.1.10	Tubería.....	10
2.1.1.11	Trayecto o senda.....	10
2.1.1.12	Malla básica.....	10
2.2	Tuberías	
2.2.1	Hierro.....	10
2.2.2	Acero.....	11
2.2.3	Concreto.....	11
2.2.4	Asbesto-Cemento.....	11
2.2.5	Plástico.....	11
2.3	Válvulas	
2.3.1	Válvula de corte.....	12
2.3.2	Válvula de purga.....	12
2.3.3	Válvula de ventosa.....	12
2.3.4	Válvula reguladora de presión	12
2.3.5	Válvula reguladora de caudal.....	12
2.3.6	Válvula de paso directo.....	13
2.3.7	Válvula de alivio.....	13
2.3.8	Hidrantes.....	13
2.4	Válvulas Especiales	
2.4.1	Válvula de retención.....	13
2.4.2	Válvula reductora de presión.....	14
2.4.3	Válvula sostenedora de presión.....	14
2.4.4	Válvula limitadora de caudal.....	15
2.5	Elementos Motrices	
2.5.1	Maquinas de desplazamiento positivo.....	16
2.5.2	Turbomaquinas.....	16
2.5.3	Maquinas Gravimétricas.....	16

2.5.4	Ariete Hidráulico.....	16
2.5.5	Bomba Centrifuga.....	17
2.6	Leyes Físicas para Mallas Hidráulicas	
2.6.1	Principio de Conservación de la Energía.....	18
2.7	Pérdidas de Carga	
2.7.1	Generalidad de la pérdida de carga.....	20
2.7.2	Perdida de carga unitaria o Pendiente hidráulica.....	20
2.7.3	Red mallada en régimen permanente.....	21
2.7.4	Ecuación fundamental de la perdida de carga en una tubería.....	21
2.8	Pérdidas de Carga según Chezzy.....	23
2.9	Pérdida de Carga en una línea según Darcy-Weisbach.....	25
2.10	Factor de Fricción.....	27
2.11	Leyes de Kirchoff	
2.11.1	Primera Ley de Kirchoff.....	29
2.11.2	Segunda Ley de Kirchoff.....	31
2.12	Técnicas de Análisis de Redes Malladas	
2.12.1	Redes malladas con <i>varios nudos de altura</i>	32
2.12.2	Formulación por líneas.....	32
2.12.3	Formulación por nudos.....	33
2.12.4	Formulación por mallas.....	36
2.13	Métodos de Resolución Tradicionales	
2.13.1	Introducción.....	38
2.13.2	Método de Cross.....	39
2.13.3	Método de Newton-Raphson.....	41
2.13.4	Método de la Teoría Lineal.....	43
2.14	Epanet	
2.14.1	Que es Epanet?.....	45
2.14.2	Capacidades para la confección de Modelos Hidráulicos.....	47
2.14.3	Capacidades para la confección de modelos de Calidad de Agua.....	48

CAPITULO III

3. DIMENSIONAMIENTO DE LA RED Y PLANTEAMIENTO DEL MODELO MATEMATICO

3.1 Dimensionamiento económico de redes malladas	
3.1.1 Introducción.....	50
3.1.2 Tratamiento tradicional del diseño económico de una red Mallada	50
3.2 Planteamiento del modelo matemático	
3.2.1.Simplificación del Modelo.....	52
3.3 Diseño de la Línea Matriz.....	58
3.4 Distribución de caudales en la red.....	60
3.5 Calculo de mallas por el Método de Hardy-Cross.....	63

CAPITULO IV

4. APLICACIÓN DE ALGORITMOS GENETICOS PARA EL PROBLEMA DE DIMENSIONAMIENTO ECONOMICO DE REDES MALLADAS

4.1 Introducción.....	68
4.2 Algoritmos Genéticos.....	69
4.3 Documentación del Algoritmo SHR_AG en el programa Matemática tipo Solver.....	73
4.4 Aplicación del modelo a instancias ya resueltas.....	83

CAPITULO V

5. APLICACIÓN DEL MODELO A LA EMPRESA DE AGUA POTABLE ECAPAD

5.1 Datos técnicos de Redes Cantón Duran.....	88
5.2 Aplicación del modelo y resultados.....	90

CAPITULO VI

6. EJEMPLO DE PLANIFICACION PARA UNA RED TIPO

6.1 Problemática.....95

6.2 Proceso de ejecución.....95

6.3 Realización de cálculos y proceso de optimización utilizando Epanet y el
Algoritmo genético.....96

6.4 Análisis de la planificación por etapas

6.4.1 Etapa 0-3 años.....104

6.4.2 Etapa 4-7 años.....106

6.4.3 Etapa 8-11 años.....108

6.4.4 Etapa 12-15 años.....110

CAPITULO VII

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones.....113

7.2 Recomendaciones.....117

BIBLIOGRAFIA.....119

Índice de Tablas

Tabla 3.1 Distribución del caudal proporcional a la longitud.....	62
Tabla 3.2 Demanda en los nodos de la red.....	62
Tabla 3.3 Caudales en los tramos de la red principal.....	63
Tabla 3.4 Definición de diámetros en la red principal.....	63
Tabla 3.5 Cálculo de las mallas por el método de Hardy-Cross.....	65
Tabla 3.6 Resultados definitivos.....	66
Tabla 4.1 Costos de Tuberías.....	83
Tabla 4.2 Resultados comparativos de caudal y velocidad, instancia del Libro.....	84
Tabla 4.3 Resultados comparativos de presión, instancia del Libro.....	84
Tabla 4.4 Resultados comparativos de caudal, instancia Dr. Velásquez.....	85
Tabla 4.5 Resultados comparativos de presión, instancia Dr. Velásquez.....	86
Tabla 4.6 Resultados comparativos instancias Alperovitz, Montesinos, Dr. Velásquez y Modelo.....	87
Tabla 5.1 Detalle de Red PVC Canton Duran	88
Tabla 5.2 Detalle de Red A.C. Cantón Duran.....	89
Tabla 5.3 Detalle de Red H.F. Cantón Duran.....	89
Tabla 5.4 Detalle de Red H.D. Cantón Duran.....	89
Tabla 5.5 Resultados comparativos de caudal y velocidad, instancia Duran.....	91
Tabla 5.6 Resultados comparativos de presión, instancia Cantón Duran.....	92
Tabla 5.7 Resultados comparativos de caudal y velocidad (optimizados).....	93
Tabla 5.8 Resultados comparativos de presión (optimizados), instancia Cantón Duran.....	94
Tabla 6.1 Demandas actual y futura.....	97
Tabla 6.2 Longitudes de arcos de la red piloto.....	98

Tabla 6.3 Distribución de la demanda en los cuatro periodos de análisis.....	99
Tabla 6.4 Costo de tuberías en unidades monetarias referenciales.....	100
Tabla 6.5 Resultados comparativos de presión, situación actual.....	101
Tabla 6.6 Resultados comparativos de caudal y velocidad, situación actual.....	102
Tabla 6.7 Diámetro optimizado de tuberías.....	103
Tabla 6.8 Resultados comparativos de presión, instancia 0 – 3 años.....	104
Tabla 6.9 Resultados comparativos de caudal y velocidad, instancia 0 – 3 años.....	105
Tabla 6.10 Resultados comparativos de presión, instancia 4 – 7 años.....	106
Tabla 6.11 Resultados comparativos de velocidad y caudal, instancia 4 – 7 años.....	107
Tabla 6.12 Resultados comparativos de presión, instancia 8 – 11 años.....	108
Tabla 6.13 Resultados comparativos de caudal y velocidad, instancia 8 –11 años.....	109
Tabla 6.14 Resultados comparativos de presión, instancia 12 – 15 años.....	110
Tabla 6.15 Resultados comparativos de caudal y velocidad, instancia 12–15 años.....	111
Tabla 6.16 Propuesta alternativa.....	112

Índice de Figuras

Figura 2.1 Características del fluido.....	8
Figura 2.2 Sección transversal de la tubería.....	21
Figura 2.3 Primera Ley de Kirchoff.....	30
Figura 2.4 Segunda Ley de Kirchoff.....	31
Figura 3.1 Flujograma de proceso de diseño económico de una red mallada.....	51
Figura 3.2 Malla para aplicación del Método Hardy-Cross.....	54
Figura 3.3 Línea Matriz.....	58
Figura 3.4 Hipótesis de distribución de caudales.....	61
Figura 3.5 Red de distribución inicial para el calculo método Hardy-Cross.....	64
Figura 4.1 Estructura de un algoritmo evolutivo.....	69
Figura 4.2 Esquema general de un algoritmo genético.....	72
Figura 4.3 Diagrama de flujo del proceso de implementación del modelo.....	74
Figura 5.1 Red de Ciudadela Abel Gilbert escogida para la aplicación del Modelo.....	90

INTRODUCCIÓN

Los Municipios, en nuestro caso, el del cantón Duran, actúan en el ámbito urbano y rural, y tienen atribuciones ambientales que afectan a la calidad del agua y a la prevención de la contaminación, siendo así mismo los responsables de prestar los servicios de agua potable y saneamiento.

En lo que respecta al tinte de equidad social de nuestro tema, mejorar estas condiciones de equidad es una política básica y por ello es importante identificar las dificultades de acceso a los recursos hídricos que tienen las clases sociales mas desfavorecidas, los estudios indican que la población urbana mas pobre y gran parte de la población rural no tienen acceso a este servicio vital, problema planteado tanto en relación con las necesidades de financiación para ampliar la cobertura del servicio como en relación a las tarifas que aseguren la sostenibilidad del servicio.

“Los principales problemas del sector agua potable han sido investigados en los últimos años con profundidad mediante encuestas cantonales y son:

- El bajo índice de cobertura de los servicios de agua potable y saneamiento.
- Falta de equidad social.
- Mala calidad del servicio y eficiencia hídrica.
- Problemas institucionales.
- Insuficiencia financiera.

La cobertura nacional del servicio de agua potable, según el censo de 1990, era del 61%, una estimación posterior indica que esta cobertura se elevo al 71% en 1995 (urbana 81.5%. rural 51%), si bien esto constituye un progreso significativo, los índices de cobertura aun son bajos, sobretodo en la región de la Costa, donde la cobertura en el área rural es apenas del 20%.

De acuerdo con los registros de la Subsecretaria de Saneamiento Ambiental del ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, actualmente en Ecuador hay 2527 sistemas de abastecimientos en operación. De estos, el 83%, esto es 2111 sirven a comunidades de menos de 1000 habitantes cada una y se estima que un 60% de las industrias se abastecen de redes municipales. El sistema institucional que maneja el sector agua potable y saneamiento se encuentra relativamente bien definido, la operación y mantenimiento de los sistemas se ha asignado a los concejos municipales.” [10]

CAPITULO I

JUSTIFICACIÓN, PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS

1.1 JUSTIFICACIÓN

De todos los recursos naturales el que mayores facilidades presentan para su manejo y aglutina a los demás es el agua. De allí que los sistemas de gestión de los recursos naturales deben partir de una Gestión Integral del Agua, dando de esta manera la posibilidad que a futuro se pueda organizar la temática ambiental en función de este recurso, superando de esta manera la barrera impuesta por los límites político - administrativos.

“El suministro óptimo de agua potable a una población es una de las competencias básicas y tradicionales de las autoridades locales en prácticamente todo el mundo, esto resulta totalmente lógico, más allá de la importancia vital del agua, cuando existe una mínima conglomeración humana que satisfacer. Debido a que las redes de agua potable tienen características dependientes de su topología, de sus caudales de diseño, de su demanda de consumo, etc., se hace importante disponer de un modelo que permita optimizar la distribución del recurso hídrico, tomar decisiones a nivel de empresa para el mantenimiento y expansión de la red y así asegurar el flujo necesario para satisfacer la demanda.” [9]

Debido a que no existen en nuestro país modelos matemáticos que optimicen el flujo de agua potable a través de las redes de distribución en función de características tan importantes como presiones, diámetros de tuberías, topología de la red, etc., y a los numerosos problemas que enfrentan los gobiernos seccionales que redundan en conflictos entre usuarios y sectores de actividad demandante de agua, resulta importante tanto para nuestra institución como para la población en análisis

llevar a cabo este trabajo.

1.2 PROBLEMÁTICA GENERAL

Ecuador adolece de la falta de una planificación hídrica general y de un sistema legal que obligue a los distintos sectores usuarios a sujetarse a dicha planificación, el último trabajo de planificación hídrica desarrollado en el país data de 1989, esta desactualizado y se basó en un conocimiento insuficiente de los recursos, esta falta de planificación resulta en problemas como: conocimiento insuficiente de recursos hídricos y demandas sectoriales, imposibilidad de ejercer una gestión integrada de los recursos hídricos, imposibilidad de proteger eficazmente los recursos hídricos, imposibilidad de evaluar las necesidades de financiación pública y privada para el aprovechamiento y protección de los recursos hídricos, dificultad de coordinar las actuaciones de las administraciones públicas y la ejecución de planes sectoriales.

Los servicios de abastecimiento de agua en el país enfrentan una crisis manifiesta en coberturas deficientes, calidad inadecuada del agua suministrada, deficiencias en la operación y mantenimiento de los sistemas, elevados índices de pérdidas de aguas y baja recuperación de los costos de prestación de servicios.

En la mayoría de los sistemas existe una baja eficiencia de los servicios, relacionada con la mala calidad del agua entregada, dotaciones bajas, discontinuidad en el abastecimiento y presiones insuficientes.

En el caso del cantón Durán, en las últimas décadas la demanda de agua para uso industrial ha contribuido a agravar el problema de escasez de agua, aclarando el hecho de que el problema histórico es la falta de presión, razón por la cual, los habitantes de los distintos sectores y urbanizaciones del cantón se han acostumbrado a tener el servicio pasando un día y en ciertos horarios establecidos, succionando el

elemento vital de la red por medio de una bomba de agua y llenando su reservorio familiar; también el rápido crecimiento de la población, es una causa para que el servicio no se haya expandido al ritmo del desarrollo de Duran, otro problema radica en el déficit financiero crónico que ha afectado al subsector, es decir, los servicios se han mantenido permanentemente subsidiados frente a una demanda creciente que exige mayores inversiones.

1.3 OBJETIVOS DE LA TESIS

1.3.1 Objetivos Generales

Crear un software que permita a la administración tomar decisiones sobre el tipo de estructura (diseño) y el momento de implementar una malla a la red de distribución de agua.

Modelar un sistema hídrico de agua potable, que brinde la posibilidad de utilizar herramientas matemáticas para la óptima toma de decisiones sobre el sistema.

1.3.2 Objetivos Específicos

1.3.2.1 Algoritmos Matemáticos

- Crear un algoritmo genético (SRH_AG) bajo nuevos conceptos de evolución y mutación tal que permita mejorar las soluciones obtenidas.

1.3.2.2 Implementación Informática

- Implementar el algoritmo SRH_AG en el software “Mathematica” tipo solver.

- Implementar un modulo informático REDES_BD que permita ingresar los datos en forma “amigable” y enlace el kernel de Mathematica tal que el calculo de resultados se realice en forma interna en el computador y luego presentar estos resultados en forma visual.

1.3.2.3 Aplicaciones en ECAPAD

- Conocer como se realizan los cálculos en la actualidad en ECAPAD.
- Implementar una metodología nueva sobre el tratamiento de los datos para futuras aplicaciones y futuros desarrollos incluyendo los de esta tesis en la empresa ECAPAD.
- Delimitar el caso de estudio de la red hidráulica de la ciudad de Durán.
- Aplicar los datos de ECAPAD en “REDES_BD” del Algoritmo Genético “SRH_AG”.
- Analizar los resultados.
- Presentar las mejoras.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 REDES HIDRÁULICAS

2.1.1 Definiciones de los elementos de las redes

2.1.1.1 Fluido.- Es una sustancia incapaz de resistir fuerzas o esfuerzos de corte sin desplazarse. Los fluidos son líquidos y gases, los líquidos se caracterizan por sus moléculas que están sometidas a fuerzas intermoleculares que lo mantienen unido de tal manera que el volumen es fijo pero no su forma, otra característica de los fluidos es que son ligeramente compresibles y su densidad varia poco con la temperatura y presión.

2.1.1.2 Presión en un fluido.- La presión en un fluido en reposo se define como la fuerza de compresión normal por unidad de área (Esfuerzo Normal) que actúa sobre una superficie sumergida en el fluido.

2.1.1.3 Viscosidad, Fricción, y Flujo ideal.- La viscosidad es una propiedad de los fluidos que causa fricción.

Si la fricción es despreciable se dice que el fluido es ideal.

La fricción puede originarse por viscosidad o turbulencia.

La viscosidad es una medida de la resistencia del fluido al corte cuando el fluido esta en movimiento.

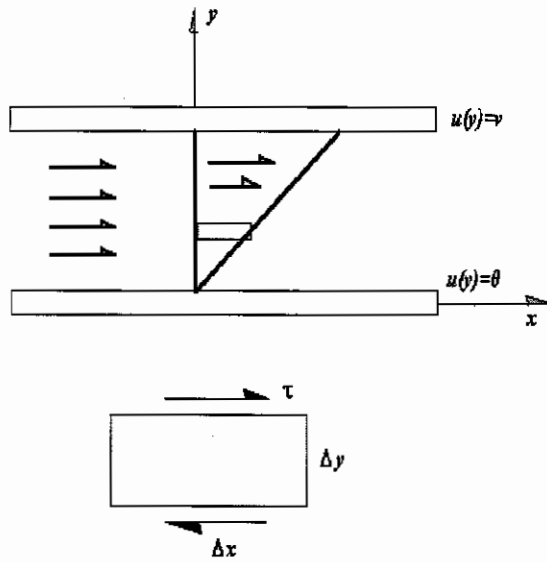


Figura 2.1 Características del fluido

τ Es el esfuerzo de corte [unidades en gramos fuerza].

μ Es la viscosidad y es la constante entre el esfuerzo de corte y el gradiente de velocidad del fluido.

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = \frac{\text{viscosidad del fluido}}{\text{densidad del fluido}} \quad (2.1)$$

ν Se la llama viscosidad cinética.

A los fluidos que obedecen esta ley se los llama Fluidos Newtonianos; la relación lineal Newtoniana es solo una aproximación y se cumple sorprendentemente bien en una amplia variedad de fluidos.

2.1.1.4 Flujo Laminar y Flujo Turbulento.- Los términos flujo laminar y flujo puramente viscoso se usan como sinónimos para indicar un fluido que fluye en laminas o capas, en oposición al flujo turbulento en el cual las componentes de velocidad tienen fluctuaciones turbulentas al azar que se imponen sobre sus medias.

Que un fluido tenga un flujo laminar o turbulento depende de la velocidad y la configuración o tamaño del conducto.

Por ello es muy importante en nuestro estudio mantener velocidades máximas y mínimas en la red para que los flujos presenten un comportamiento de acuerdo al modelo utilizado.

2.1.1.5 Tensión Superficial.- El término tensión superficial se usa ampliamente para identificar el esfuerzo aparente en la capa superficial de un líquido.

Es importante en nuestro trabajo tener en cuenta este parámetro el cual depende del tipo de material del conductor y el modelo utilizado.

2.1.1.6 Topología de una red.- Es la distribución física de la red, la cual consta de nudos y líneas.

2.1.1.7 Nudos.- Son los puntos en la red, los cuales tienen características especiales en la red tales como intersección de líneas o extremos. Los podemos clasificar como: nudos de consumo, nudos fuente, nudos de conexión.

Llamaremos Nudos de Caudal cuando en el modelo los datos de caudal del mismo son conocidos.

Llamaremos Nudos de Presión cuando en el modelo los datos de altura piezométrica del mismo son conocidos.

2.1.1.8 Líneas.- Las líneas representan a los elementos que disipan la energía en la red, tales como las tuberías, válvulas de regulación de presión, a estas últimas se las denomina elementos pasivos, mientras que también tenemos elementos activos tales como las bombas que suministran energía al fluido.

En lo posterior consideraremos como línea a un segmento de la red que transporta un caudal constante y no tiene ramificaciones.

2.1.1.9 Grado de conectividad en un nudo.- Llamaremos así a la cantidad de líneas conectadas al nudo menos uno.

2.1.1.10 Tubería.- Es una porción de la línea que mantiene características físicas constantes que por lo general es su diámetro interno, y los elementos de rugosidad y calidad de material.

2.1.1.11 Trayecto o senda.- Es una sucesión de líneas conectadas entre si y que no forman ramificaciones.

2.1.1.12 Malla básica.- En un trayecto cerrado que comienza en un nudo y termina en el mismo y no se superpone a ninguna otra malla, si la malla se superpone a una o mas mallas se la denomina no básica.

2.2 TUBERÍAS

Las tuberías utilizadas para el transporte del agua a presión se construyen en diferentes materiales. Para elegir la mas adecuada hay que considerar factores tales como la capacidad de carga, su vida útil, las características del agua y su efecto sobre la tubería, las características del suelo y del relleno de la zanja, características hidráulicas como la presión a la que se someterá la tubería y la rugosidad relativa, las condiciones económicas del proyecto y las facilidades de transporte e instalación.

Los materiales más comunes de las tuberías a presión son:

2.2.1 Hierro: estas tuberías pueden fabricarse en hierro fundido (HF) o hierro dúctil (HD). Es un material muy durable y puede superar los 100 años de vida útil. Es susceptible a la tuberculización, es decir, a la aparición de incrustaciones de oxido que reducen la sección hidráulica e incrementan la rugosidad,

disminuyendo la capacidad de transporte hasta un 70%. Por esta razón, algunas tuberías de hierro son revestidas con cemento o material bituminoso.

2.2.2 Acero: material que soporta altas presiones de trabajo y es relativamente liviano, su vida útil puede superar los 50 años. Esta tubería es atacada externamente por suelos ácidos o alcalinos e igualmente es susceptible de tuberculización.

2.2.3 Concreto: puede fabricarse sin refuerzo de acero para el caso de presiones bajas, pero en muchos casos lleva refuerzos de varillas de acero y revestida externa e internamente por mortero de cemento (CCP), su vida útil promedia los 75 años y posee gran capacidad de resistencia a cargas externas y presión interna.

2.2.4 Asbesto-Cemento: Tubería compuesta por cemento Pórtland y fibra de asbesto (AC), obteniéndose una superficie interna muy lisa, es un material estable, aunque frágil y se deteriora en presencia de suelos ácidos, su uso ha disminuido debido al efecto cancerígeno de la fibra de asbesto.

2.2.5 Plástico: son fabricadas en polivinilo de cloruro (PVC), poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP) o polietileno de alta densidad (PE). Son livianas, de fácil manejo, resistentes a la corrosión, de baja rugosidad relativa, de buena acomodación al terreno y gran resistencia a cargas externas.

2.3 VÁLVULAS

A continuación se hace una descripción del tipo de válvulas que se deben utilizar en las redes:

2.3.1 Válvulas de corte.- llamadas también de compuerta o mariposa, sirven para aislar sectores en caso de rotura de tuberías o de incendios y seguir suministrando agua al resto de la población.

El criterio general para la distribución de válvulas de corte es colocar el menor número de válvulas, de tal manera que al ser operadas afecten al menor número posible de usuarios, también depende del tipo de red (matriz, secundaria o terciaria).

2.3.2 Válvulas de purga.- Se deben colocar en todos los puntos bajos de la red, descargando al sistema de alcantarillado. En tuberías principales, el diámetro de la purga se determina de acuerdo con el tiempo de vaciado de la tubería especificado por la empresa prestadora del servicio.

2.3.3 Válvulas de ventosa.- Deben instalarse en todos los puntos altos de la red para permitir la remoción de aire. Pueden ser de acción simple o doble. El diámetro de las válvulas en las redes menores (secundarias y terciarias) es normalmente de 1 a 2 pulgada.

2.3.4 Válvulas reguladoras de presión.- Son válvulas de control que permiten regular la presión aguas debajo de la misma, introduciendo una pérdida controlada e independiente del caudal que pase a través de ella. Se utilizan en casos en que, de no contarse con ella, se causaría una presión excesiva aguas abajo.

2.3.5 Válvulas reguladoras de caudal.- Este tipo de válvula limita el caudal a través de ella a un valor máximo. Debe ser una válvula tipo mariposa. Además de regular el caudal máximo se previene que la presión aguas arriba caiga por debajo de

un valor crítico, por lo cual puede emplearse como válvula reguladora de presión aguas arriba.

2.3.6 Válvulas de paso directo.- Permiten el paso de agua en un solo sentido y se colocan en las tuberías aguas debajo de una bomba.

2.3.7 Válvulas de alivio.- Son válvulas que se abren cuando se supera una presión predeterminada, disminuyendo así la presión y descargando el agua al sistema de alcantarillado o drenaje natural. Son útiles para reducir presión por golpe de ariete o por una inadecuada operación del sistema.

2.3.8 Hidrantes.- Es el accesorio utilizado para obtener el caudal de agua a la presión requerida, con el fin de atender un incendio. Cada hidrante lleva una válvula de corte para aislarlo de la red de distribución.

En general, el diámetro mínimo del hidrante es de 3" y la distancia máxima entre hidrantes es de 300 m.

2.4 VÁLVULAS ESPECIALES

De la gran variedad existente de válvulas con funciones especiales, destacaremos cuatro tipos, que merecen atención por cuanto pueden intervenir en el análisis en régimen permanente de la red: válvula de retención (VR), válvula reductora de presión (VRP), válvula sostenedora de presión (VSP) y válvula limitadora de caudal (VLQ).

2.4.1 Válvulas de retención.- son elementos unidireccionales que solo permiten el paso del fluido en un sentido. Su función consiste en evitar el flujo en sentido contrario al establecido.

La VR se destina a proteger las instalaciones en algún punto, restringiendo el flujo en un solo sentido, por ejemplo, para evitar el vaciado (descebado) de una bomba, para realizar el llenado o vaciado de un depósito desde una canalización determinada, para evitar el vaciado de una tubería en pendiente cuando esta se queda sin carga, etc.

2.4.2 Válvula reductora de presión.- Es un elemento diseñado para mantener una presión constante en su extremo situado aguas abajo, en un valor que se conoce como presión de tarado, independientemente de la magnitud de la presión aguas arriba, y como su nombre lo indica tiene la misión de evitar elevadas presiones que pueden alcanzarse en algunos puntos de la red debido a las depresiones del terreno, cercanía de la estación de bombeo u otras causas.

Las VRP se emplean también para controlar el caudal aportado desde varios puntos de suministro, en función del nivel de la demanda, de tal forma que la VRP actúa como válvula de retención hasta que la presión se reduce por debajo de su nivel crítico con motivo de una fuerte demanda, en cuyo momento abre el paso del flujo desde el punto de suministro que está bajo su control.

Las dificultades que conlleva modelizar el comportamiento de las VRP han convertido a estos elementos en objeto de estudio de muchos artículos científicos.

2.4.3 Válvula sostenedora de presión.- Es una válvula automática concebida para mantener una presión mínima en su extremo situado aguas arriba, en un valor denominado presión de tarado. Su trabajo consiste en evitar que la presión descienda por debajo de un nivel predeterminado en algún punto de la red.

La VSP solo permite el paso del caudal si la presión en el extremo aguas arriba supera el valor de tarado, caso contrario, se cierra, restringiendo el paso de caudal para mantener la presión aguas arriba.

En redes de distribución con grandes desniveles puede suceder que las zonas elevadas queden desabastecidas ante una fuerte demanda en las zonas de cota baja; en esta circunstancia, la disposición de una VSP permite limitar el caudal suministrado hacia las zonas bajas en tanto no se mantenga una presión mínima en las zonas altas.

2.4.4 Válvula limitadora de caudal.- Es un tipo de válvula automática que permite controlar el caudal que la atraviesa de forma directa, impidiendo que supere un valor conocido como **caudal de tarado**.

Al igual que todas las anteriores, se trata de un elemento unidireccional que no admite el flujo en sentido inverso al previsto. Así, el caudal trasegado por la VLQ puede variar entre 0 y el valor de tarado, dependiendo de las presiones del sistema.

En el instante en que el caudal alcanza el valor de tarado, la VLQ funciona en modo activo, provocando una pérdida de carga variable para mantener el valor del caudal.

2.5 ELEMENTOS MOTRICES

Las maquinas hidráulicas pueden clasificarse de acuerdo con el principio fundamental de funcionamiento, es decir, que si se tiene en cuenta que en toda maquina hay un elemento móvil responsable de la transformación de energía, se establece la ecuación de energía entre la entrada y la salida de dicho elemento, así:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 + \Delta H = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 \quad (2.2)$$

En donde ΔH es la energía transformada. Despejando este valor de la ecuación (2.2) se obtiene:

$$\Delta H = \frac{P_2 - P_1}{\gamma} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + (Z_2 - Z_1) \quad (2.3)$$

De la ecuación (2.3) surge la primera clasificación de las máquinas hidráulicas, en términos de la fuente de suministro de energía:

Generadores: Si el valor de ΔH es positivo, se suministra la energía mecánica al líquido. Este es el caso de las bombas.

Motores: Si el valor de ΔH es negativo, el líquido suministra la energía. Este es el caso de las turbinas.

2.5.1 Máquinas de desplazamiento positivo.- El intercambio de energía se manifiesta en forma de presión. En el caso de bombas, usualmente estas son de dos tipos: de pistón o de diafragma.

El principio de funcionamiento de estas bombas es el de desplazamiento positivo y su movimiento es generalmente alternativo, aunque pueden ser de movimiento rotativo. Su uso más frecuente ocurre en el campo de la dosificación de químicos, que requiere un caudal pequeño y su altura de elevación no es muy grande.

2.5.2 Turbomaquinas.- La transformación de energía se hace principalmente en forma de energía cinética. Su movimiento es siempre rotativo y por ello reciben también el nombre de Bombas Centrifugas. El principio de funcionamiento de estas bombas es la ecuación de Euler.

Estas bombas, las más comunes son en acueductos y alcantarillados.

2.5.3 Máquinas gravimétricas.- El intercambio de energía se realiza en forma de energía de posición. Dentro de este tipo de bombas se encuentran las ruedas hidráulicas y el ariete hidráulico.

2.5.4 Ariete hidráulico.- Es una máquina gravimétrica utilizada para elevar una cantidad de agua a una altura h , aprovechando la energía de una masa de agua por unidad de tiempo, que cae una determinada altura.

El ariete se emplea mucho en sistemas de abastecimientos primarios como manantiales, al igual que en arroyos o ríos pequeños.

2.5.5 Bombas Centrifugas.- También se denominan bombas “roto-dinámicas” porque su movimiento siempre es rotativo. El elemento trasmisor de energía, llamado rodete, transmite la energía mecánica suministrada por un motor al fluido en forma de energía cinética.

Algunas de las clasificaciones de las bombas centrifugas son:

- **Dirección del flujo:** Flujo radial
Flujo axial
Flujo radio axial

- **Posición del eje:** Eje vertical
Eje horizontal
Eje inclinado

- **Presión engendada:** Presión baja
Presión media
Presión alta

- **Entrada a la bomba:** Aspiración simple
Aspiración doble

2.6 LEYES FÍSICAS PARA MALLAS HIDRÁULICAS

Notación utilizada:

q	Caudales internos que circulan por las tuberías.
Q	Caudales externos aplicados a los nudos.
H	Altura piezométrica.
P	Presión.
γ	Peso específico del fluido.
h	Perdida de carga
v	Velocidad del fluido en la tubería.
$2g$	Gravedad.
LAG	Líneas de alturas geométricas.
LAP	Líneas de altura piezométricas.

2.6.1 Principio de Conservación de la Energía.-

“Si la presión y velocidad son uniformes en cualquier sección transversal de la conducción del fluido entonces la energía total del fluido se mantiene constante.”

$$\text{Ecuación de Bernoulli: } z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = cte \quad (2.4)$$

(z) **Energía Potencial.-** También se la llama **cota geométrica** por cuanto depende de la altura sobre la cota de referencia.

$\left(\frac{P}{\gamma}\right)$ **Energía de presión del fluido.-** También se la llama **altura de presión**,

habitualmente se considera el valor de la presión manométrica, de modo que la presión atmosférica toma el valor de cero.

$\left(\frac{v^2}{2g}\right)$ **Energía Cinética.-** También se la llama **altura cinética**, y es la energía

cinética específica del fluido.

En dos secciones: sección 1 y sección 2, la conducción tiene pérdidas por fricción o un aporte de energía entonces la ecuación de Bernoulli será:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_{12} \quad (2.5)$$

h_{12} Es la variación de energía es decir:

$$h_{12} = E_1 - E_2$$

Se ve claramente que:

- Sí $h_{12} < 0$ existe aporte de energía, es decir la energía en la sección 2 es mayor.
- Sí $h_{12} > 0$ existe pérdida de energía, es decir la energía en la sección 2 es menor.

Términos técnicos:

LAG: Línea de alturas geométricas.

LAP: Línea de altura piezométricas

Definimos como **Línea de alturas geométricas (LAG)** a la representación de la cota topográfica del eje de cada sección de la conducción referida a un plano horizontal adoptado como referencia.

Definimos como **Altura Piezométrica** a: $H = z + \frac{P}{\gamma}$, es decir la altura piezométrica representa la energía potencial más la energía de presión y la misma la podemos abstraer como una sola energía potencial la cual depende de una sola altura, en este caso es la llamada altura piezométrica.

La línea de alturas piezométrica, (LAP) es la representación de la altura piezométrica en cada sección del flujo, medida respecto al plano horizontal de

referencia. Los desniveles entre LAP y LAG en una sección dada determinan la altura de presión $\frac{P}{\gamma}$ en dicha sección.

De igual forma que la anterior ahora tenemos todas las energías y ellas representan una sola energía equivalente a una energía potencial que solo depende de una sola altura a la cual llamaremos altura total.

$$\text{ALTURA TOTAL: } H_t = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (2.6)$$

Estas alturas son medidas con referencia a un plano horizontal.

La **línea de alturas totales (LAT)** se obtiene sumando a la línea de alturas piezométricas el valor de la altura cinética $\frac{v^2}{2g}$ en cada sección, y presenta por tanto la energía total específica en cada sección del flujo.

2.7 PERDIDA DE CARGAS (h_{12})

2.7.1 Generalidad de la pérdida de carga.-

Existen dos tipos de pérdidas de cargas:

- Pérdidas de cargas continuas o por fricción. (h_f)
- Pérdidas de cargas localizadas o menores (h_m)

2.7.2 Pérdida de carga unitaria o pendiente hidráulica.- Es la pérdida de carga por fricción en una unidad de longitud.

$$h_{ij} = H_i - H_j = R_{ij} q_{ij} \cdot |q_{ij}|^{n-1} \quad (2.7)$$

Donde: R_{ij} es la resistencia hidráulica de la línea ij ,

2.7.3 Red mallada en régimen permanente.- Se refiere a que en la red el flujo del fluido es constante y permanente, en la realidad estos regimenes no existen por lo incierto de la demanda, pero en tramos pequeños esta consideración es muy valida y los cálculos se simplifican considerablemente que en un régimen no permanente, el cual indica variaciones de flujo y los calculo se complican en gran medida.

2.7.4 Ecuación fundamental de la pérdida de carga en una tubería horizontal.- En un modelo de red en régimen permanente tenemos que la tensión tangencial es directamente proporcional al peso específico del fluido que circula, al radio hidráulico y a su pendiente hidráulica.

A continuación la aclaración de estos términos:

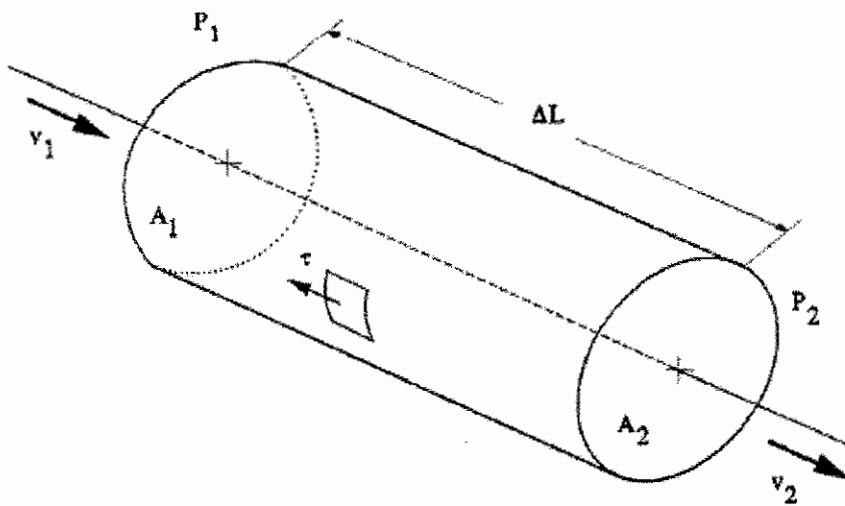


Figura 2.2 Sección transversal de la tubería

Notación

- A₁** Área de la sección transversal A1
- A₂** Área de la sección transversal A2
- P₁** Presión en la sección transversal A1
- P₂** Presión en la sección transversal A2

ΔL	Longitud del tramo
V_1	Velocidad del fluido al atravesar la sección transversal A1
V_2	Velocidad del fluido al atravesar la sección transversal A2
T	Tensión tangencial en las paredes del conductor (dirección contraria al movimiento, por cuanto ésta se resiste al mismo)
P	Perímetro de la sección transversal
D	Diámetro de la sección transversal

Vamos a suponer que las áreas de la sección 1 y 2 son iguales, $A_1 = A_2$.

Además las velocidades también lo son, $V_1 = V_2$, esto es factible por tratarse de un modelo en régimen permanente.

Por lo tanto la tensión tangencial es constante y la diferencia de cantidad de movimiento será:

$$p_1 \cdot A_1 - p_2 \cdot A_2 = (p_1 - p_2)A = \tau \cdot P \cdot \Delta L \quad (2.8)$$

Entonces:

$$\tau = \frac{\Delta p}{\Delta L} \cdot \frac{A}{P} \quad (2.9)$$

Ahora definimos como Ratio Hidráulico al cociente entre la sección transversal que ocupa el fluido y el perímetro “mojado” (en contacto) de la sección sobre el que actúa la tensión tangencial. Usando esta definición tenemos:

$$\tau = \gamma \cdot J \cdot R_h \quad (2.10)$$

Donde el peso específico del fluido por la pendiente hidráulica de la formula anterior es la variación de presión en una unidad de longitud.

A continuación se expondrá las aproximaciones mas comunes usadas en el cálculo de la pérdida de carga en una línea (Tubería) en función de los materiales que la constituyen, para ello es necesario definir nuevos términos que se utilizarán.

2.8 PERDIDA DE CARGA EN UNA LÍNEA SEGÚN CHEZZY

En USA, 1775, es presentada la ecuación de Chezzy, la cual relaciona la pérdida de carga en función del caudal, a continuación el procedimiento:

Partiremos de la ecuación principal de Chezzy de la velocidad de un fluido en una tubería a presión.

$$v = C \cdot \sqrt{J \cdot R_h} \quad (2.11)$$

Donde C es un coeficiente empírico de ajuste que depende del material de la tubería, del diámetro y su velocidad.

Además sabemos que: $R_h = \frac{A}{P}$ donde el área de la tubería y el perímetro lo determinamos bajo los supuestos que la tubería sea redonda como en el gráfico por lo tanto:

$$R_h = \frac{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{\pi \cdot D} = \frac{D}{4} \quad (2.12)$$

Con este ultimo resultado y $J = \frac{h_f}{L}$

Tenemos:

$$v = C \cdot \sqrt{J \cdot R_h} = C \cdot \sqrt{\frac{h_f}{L} \cdot \frac{D}{4}} \quad (2.13)$$

Despejando la pérdida de carga, tenemos:

$$h_f = \frac{4 \cdot v^2 \cdot L}{C^2 \cdot D} \quad (2.14)$$

Además de la definición del caudal

$$Q = A \cdot v = \pi \left(\frac{D}{2} \right)^2 v \quad (2.15)$$

Tenemos que la velocidad es:

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (2.16)$$

Por tanto tenemos:

$$h_f = \frac{4 \cdot \left(\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \right)^2 \cdot L}{C^2 \cdot D}$$

$$h_f = \frac{64 Q^2 L}{C^2 \pi^2 D^5} \quad (2.17)$$

2.9 PERDIDA DE CARGA EN UNA LÍNEA SEGÚN DARCY-WEISBACH

El análisis siguiente parte de un supuesto muy probable de ser verdadero, es decir “Existe una relación entre los parámetros: diámetro, rugosidad de las paredes,

separación promedio de las irregularidades, factor de la las formas de las irregularidades, velocidad del fluido, tensión tangencial, viscosidad cinemática del fluido.”

Notación

D	Diámetro de la sección transversal
E	Rugosidad de las paredes
ϵ'	Separación promedio de las irregularidades
M	Factor de forma de irregularidades
V	Velocidad del fluido
T	Tensión tangencial en las paredes del conductor
Y	Viscosidad cinemática del fluido

Existen medios físicos para determinar el factor de rugosidad de las paredes de una tubería, mientras que para el cálculo de ϵ' y M es muy complejo su cálculo, por ello simplificaremos la relación sin estos dos datos, por tanto tenemos la existencia de Φ tal que:

$$\phi(D, \epsilon, v, \tau, \nu) = 0$$

Expresamos estos datos en parámetros adimensionales, entonces nuestra relación cambia y tendrá la siguiente forma:

$$\phi\left(\frac{v \cdot D}{\nu}, \frac{\rho \cdot v^2}{\tau}, \frac{\epsilon}{D}\right) = 0 \quad (2.18)$$

Ahora usaremos otro supuesto. Esta última función es tal que el gradiente es diferente de cero por tanto se puede despejar el segundo parámetro obteniéndose lo siguiente:

$$\frac{\tau}{\rho v^2} = \varphi' \left(\frac{vD}{\nu}, \frac{\varepsilon}{D} \right) = \varphi' (Re, \varepsilon_r) \quad (2.19)$$

Donde Re es el número de Reynolds y ε_r es la rugosidad relativa.

Con la relaciones (2.18), (2.19) y las relaciones entre parámetros que se hacen adimensionales tenemos el siguiente resultado:

$$J = \left(\frac{v^2}{2.D.g} \right) . f(Re, \varepsilon_r)$$

Reemplazando la relación de velocidad y caudal, despejamos la pérdida de carga y tenemos:

$$h_f = \left(\frac{8 f L}{\pi^2 g D^5} \right) Q^2 \quad (2.20)$$

A esta relación se la conoce como ecuación de **Darcy-Weisbach**, la cual depende del factor f , el mismo que depende a su vez del número de Reynolds y la rugosidad relativa al cual llamaremos **factor de fricción**.

La expresión (2.20) es la ecuación mas utilizada y es debido a que el factor f es adimensional, y por esto analizaremos este factor y las formas de calcularlo.

2.10 FACTOR DE FRICCIÓN (f).

Hazen-Williams, proponen la siguiente ecuación, obtenida de reemplazar el factor de fricción de Darcy-Weibash en la ecuación (2.20):

$$Q = 0,2785 C D^{2,63} J^{0,54} \quad (2.21)$$

De donde se puede obtener la pérdida unitaria de carga total J

Von Karman-Prandtl (1930), proponen una expresión en forma implícita del factor de fricción

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{2,51}{R_e \sqrt{f}} \right) \quad (2.22)$$

Nikuradse (1933), para tuberías dotadas de rugosidad propone la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} \right) \quad (2.23)$$

Y es válido para tubos rugosos en régimen turbulento.

Nikuradse y Poiseuille, para tuberías rugosas con flujo laminar, proponen:

$$f = \frac{64}{R_e} ; R_e \leq 2000 \quad (2.24)$$

Colebrook-White (1938), proponen una relación del factor de fricción aplicable a las tuberías comerciales:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon_r}{3,7} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{f}} \right) \quad (2.25)$$

Para las expresiones del factor de fricción anteriores se necesita de métodos iterativos para su cálculo, por ello varios autores proponen el cálculo del factor de fricción en expresiones aproximadas **explícitas**, entre estas tenemos:

Moody (1944)

$$f = 0,0055 \left[1 + \left(20000 \varepsilon_r + \frac{10^6}{R_e} \right)^{1/3} \right]$$

$$4 \times 10^3 \leq R_e \leq 10^7$$

$$\varepsilon_r \leq 0,001$$
(2.26)

Con un error de 5%

Barr (1975)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{5,1286}{R_e^{0,89}} + \frac{\varepsilon_r}{3,7} \right)$$
(2.27)

Swamee y Jain (1976)

$$f = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{5,74}{R_e^{0,9}} + \frac{\varepsilon_r}{3,7} \right) \right]}$$
(2.28)

Con una precisión de $\pm 1\%$, en el intervalo de valores:
 $5 \times 10^3 \leq R_e \leq 10^8$ y $10^{-6} \leq \varepsilon_r \leq 10^{-2}$

Churchill (1977)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[\left(\frac{7}{R_e} \right)^{0,9} + \frac{\varepsilon_r}{3,7} \right]$$
(2.29)

Con una precisión de $\pm 0,58\%$, en el intervalo de valores:

$$4 \times 10^3 \leq R_e \leq 10^8 \text{ y } 0 \leq \varepsilon_r \leq 0,05$$

Haaland (1983)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -1,8 \log_{10} \left[\left(\frac{\varepsilon_r}{3,7} \right)^{1,11} + \frac{6,9}{R_e} \right] \quad (2.30)$$

Con una precisión de $\pm 0,33\%$, en el intervalo de valores:

$$4 \times 10^3 \leq R_e \leq 10^8 \text{ y } 0 \leq \varepsilon_r \leq 0,05$$

Chen (1985)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[\left(\frac{4,52}{R_e} \right) \log_{10} \left(\frac{R_e}{7} \right) + \frac{\varepsilon_r}{3,7} \right] \quad (2.31)$$

Con una precisión de $\pm 0,33\%$, en el intervalo de valores:

$$4 \times 10^3 \leq R_e \leq 10^8 \text{ y } 0 \leq \varepsilon_r \leq 0,05$$

2.11 LEYES DE KIRCHOFF

2.11.1 Primera Ley de Kirchoff “Conservación de Masa”.- La suma neta de todos los caudales que fluyen a un nudo debe ser nula. Se debe tener en cuenta los signos, es decir los caudales internos q se los considera positivo cuando sale del nudo y se considera negativo cuando entra.

$$\sum_{j \in A_i} q_{ij} = Q_i \quad \forall i = 1, 2, 3, \dots, N \quad (2.32)$$

q_{ij} Caudales que salen del nudo i al nudo j .

$A_i = \{(i, j) \text{ arco} ; \forall j = 1, \dots, N\}$ Conjunto de arcos que salen del nodo i y arcos que llegan al nodo i .

Además: $q_{ij} = -q_{ji}$

Se puede interpretar de la siguiente forma:

Sí $q_{ij} > 0$ significa que el caudal tiene dirección desde el nodo i al nodo j .

Sí $q_{ij} < 0$ significa que el caudal tiene dirección desde el nodo j al nodo i .

Ejemplo:

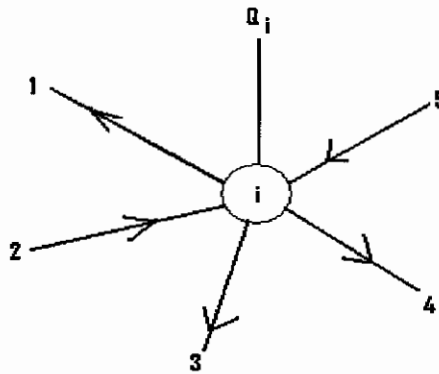


Figura 2.3 Primera Ley de Kirchoff

$$Q_i = q_{i1} + q_{i2} + q_{i3} + q_{i4} + q_{i5},$$

Donde:

q_{i1}, q_{i3}, q_{i4} Positivos.

q_{2i}, q_{5i} Negativos.

La suma de caudales externos: $\sum_{i=1}^N Q_i = 0$ (2.33)

Observación.- En el sistema de ecuaciones (2.31) debe existir por lo menos una ecuación dependiente:

$$\left(\sum_{i=1}^N \sum_{j \in A_i} q_{ij} \right) = \sum_{i=1}^N Q_i = 0$$

2.11.2 Segunda Ley de Kirchoff “Conservación de Energía”.—“La suma algebraica de las pérdidas de cargas es igual a cero a lo largo de cualquier malla. Se debe tener en cuenta un criterio de signos de la dirección de los caudales”.

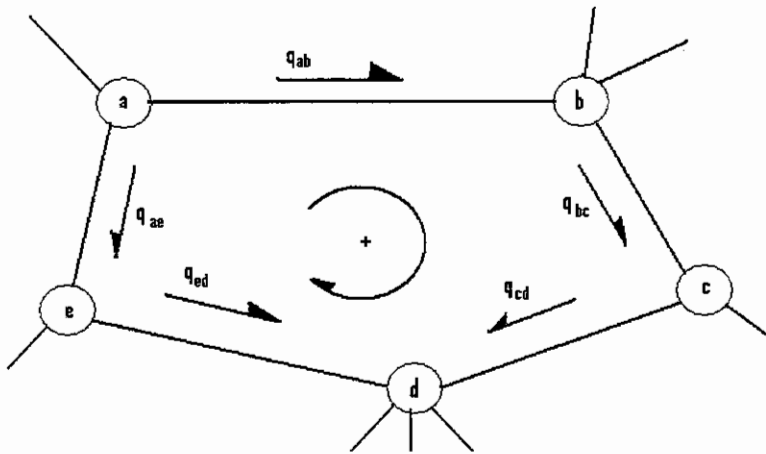


Figura 2.4 Segunda Ley de Kirchoff

$$h_{ab} + h_{bc} + h_{cd} - h_{de} - h_{ea} = 0$$

$$\sum_{(i,j) \in B_k} h_{ij} (\pm 1)_{ij} = 0 \quad (2.34)$$

Donde B_k es el conjunto de todos los arcos de la malla

2.12 TÉCNICAS DE ANÁLISIS DE REDES MALLADAS

2.12.1 Redes malladas con varios nudos de altura.- En este tipo de redes, al contrario de las redes ramificadas con un solo nudo de altura conocida, los caudales que circulan por las líneas de la red no pueden ser determinados únicamente a partir de los caudales consumidos y aportados, sino que dependen también de las características hidráulicas de las líneas y de las alturas piezométricas en los nudos.

De hecho, un sistema de ecuaciones de continuidad está compuesto por $N-1$ ecuaciones, pero incluye como incógnitas L caudales de línea q_{ij} . En el caso particular de una red de topología ramificada con varios nudos de altura conocida se cumplirá que $L = N-1$, pero por cada nudo de altura conocida aparece una nueva incógnita que es el caudal aportado o consumido en el nudo Q .

2.12.2 Formulación por línea (ecuaciones en q).- “Consiste en el planteamiento de sistemas de ecuaciones compuestas por las $N-1$ ecuaciones independientes de continuidad en los nudos, mas M ecuaciones independientes de malla. Si suponemos un sistema con un único nudo de altura conocida, el sistema de ecuaciones será:

$$\begin{cases} \sum_{j \in A_i} q_{ij} = Q_i & i = 1, \dots, N-1 \\ \sum_{(ij) \in B_k} (\pm)_{ij} h_{ij}(q_{ij}) = 0 & k = 1, \dots, M \end{cases} \quad (2.35)$$

En la cual A_i es el conjunto de nudos directamente conectados al nudo i , mientras que B_k es el conjunto de líneas que componen la malla k , y el término $(\pm)_{ij}$ representa el sentido de circulación de q_{ij} respecto del sentido de la malla (+1 si coinciden, -1 si es lo contrario).

En el caso de que las líneas solo contengan tuberías o elementos resistentes, puesto que en general $h_{ij} = R_{ij} q_{ij}^n$, el sistema (1) puede escribirse como:

$$\begin{cases} \sum_{j \in A_i} q_{ij} = Q_i & i = 1, \dots, N-1 \\ \sum_{(ij) \in M_k} (\pm)_{ij} R_{ij} (q_{ij}^n) = 0 & k = 1, \dots, M \end{cases} \quad (2.36)$$

Dado que las únicas incógnitas que intervienen en la formulación son los L caudales de línea q_{ij} , esta formulación se conoce también como “sistema de ecuaciones en q”.

El sistema planteado consta de $M+(N-1)=L$ ecuaciones y hay que notar que aun en el caso de que no exista ningún nodo de altura conocida, posee una única solución, puesto que el conjunto de incógnitas contiene únicamente caudales.

Cuando la red cuenta con mas de un nudo de altura conocida, aparecerán como nuevas incógnitas tantos caudales de nudo Q_i como nudos de altura conocida menos uno, pero también es cierto que entre cada par de nudos de altura conocida aparecerá una línea ficticia que dará lugar a una ecuación de malla ficticia y que resulta independiente del resto de ecuaciones de malla. Por esta razón seguirá conservando el balance entre ecuaciones e incógnitas.

La introducción de válvulas especiales tales como VR, VRP, VSP o VLQ en la formulación por líneas plantea dificultades mayores que en el caso de las bombas, puesto que existe la posibilidad de que adopten varios modos de funcionamiento.

2.12.3 Formulación por nudos (Ecuaciones en H).-La formulación por nudos esta basada en el sistema de N-1 ecuaciones de continuidad del sistema, el sistema de continuidad de ecuaciones es insuficiente para resolver las incógnitas de los caudales de línea q_{ij} ; sin embargo reformulando dichas ecuaciones en términos de las alturas piezometricas en los nudos H_i conseguimos un sistema de N-1 ecuaciones independientes con N-1 incógnitas (recordemos que para cada altura piezometrica

La formulación nodal es la preferida por un gran número de investigadores frente a las formulaciones por líneas o mallas por varias razones, entre las cuales tenemos:

- El planteamiento de las ecuaciones de la formulación nodal exige un conocimiento mínimo de la topología de la red, tan solo en lo referente a la conexión de líneas y nudos, mientras que la formulación por líneas o mallas requiere información adicional en la definición de mallas independientes y la formulación de las ecuaciones de mallas asociadas. Este planteamiento facilita la resolución del sistema especialmente cuando es necesaria la eliminación temporal de alguna línea, por ejemplo, cuando intervienen válvulas multifuncionales, que pasan de estar abiertas a estar cerradas; esta circunstancia, en el caso de una formulación por líneas o por mallas exige un replanteamiento de las ecuaciones, mientras que en la formulación nodal solamente se modifican algunos términos de las ecuaciones.
- La resolución mediante la formulación nodal está orientada a proporcionar el valor de las alturas piezométricas, y por añadidura, las presiones en los nudos, siendo estas sin duda las variables que mayor interés presentan en el análisis de una red hidráulica de distribución. Adicionalmente, la inclusión de válvulas multifuncionales cuyo estado de funcionamiento está gobernado directamente por el valor de la presión en sus extremos (VR, VRP y VSP) resulta mucho más sencilla, puesto que la determinación de las alturas piezométricas proporciona directamente el estado operativo de dichas válvulas. En la formulación por líneas o por mallas, esta operación requiere cálculos adicionales, puesto que la resolución del sistema de ecuaciones no proporciona directamente las alturas piezométricas en los nudos.

2.12.4 Formulación por mallas (Ecuaciones en q).- La formulación por mallas esta basada en una redefinición de las incógnitas del problema de análisis para reducir su número a M (numero de mallas). Las nuevas incógnitas, conocidas como

caudales correctores de mallas Δq , aparecen al plantear las M ecuaciones independientes de malla. Por ello es también conocido como “sistema de ecuaciones en q ”.

La formulación por mallas supone, como primer paso, el establecimiento de una hipótesis de caudales, lo que implica asignar un caudal a todas las líneas de la red, de forma arbitraria, pero verificando las ecuaciones de continuidad en todos los nudos, lo que en la práctica no representa grandes dificultades.

Aunque los caudales propuestos verifiquen las ecuaciones de continuidad en los nudos, lo más probable es que dichos caudales no sean compatibles con el principio de la conservación de la energía expresado en las ecuaciones de malla y por ello será necesario corregirlos.

Los caudales correctores deberán tener un valor único por cada malla, y para su determinación, suponiendo que la red esta constituida por tuberías y elementos resistentes, se puede reformular el sistema de ecuaciones de la siguiente forma:

$$\sum_{(ij) \in B_k} (\pm)_{ij} R_{ij} \left(q_{ij}^* + \sum_{r \in M_{ij}} (\pm)_{ij}^r \Delta q_r \right)^n = 0 \quad k = 1 \dots \dots \dots M \quad (2.39)$$

En el cual se emplea la siguiente notación:

- B_k Conjunto de líneas que configuran la malla k .
- $(\pm)_{ij}$ Coeficiente que adopta el valor $+1$, cuando el caudal q_{ij}^* sigue en el sentido de circulación definido para la malla k , y -1 , en caso contrario.
- R_{ij} Resistencia hidráulica de la línea (ij)
- q_{ij}^* Caudal hipotético en la línea (ij)

M_{ij}	Conjunto de mallas independientes r que contiene a la línea (ij)
Δq_r	Caudal corrector en la malla r
$(\pm)_{ij}^r$	Coefficiente que adopta el valor $+1$, cuando el caudal q_{ij}^* sigue el sentido de circulación definido para la malla r , y -1 en caso contrario.

En las ecuaciones (2.38), el caudal de cada línea es corregido con los caudales correctores de todas las mallas a que pertenece, sin atender con ello por tanto el principio de continuidad.

El sistema consta de M ecuaciones independientes y no lineales en Δq , siendo las incógnitas en este caso los M caudales correctores de malla. Por otra parte, las líneas que no pertenecen a malla alguna no intervienen en la formulación, y deberán calcularse a parte como sistemas ramificados, una vez obtenido el estado de equilibrio.

Si en la red existe únicamente un nudo de altura conocida, uno de los caudales de nudo Q_i será una incógnita del problema, que puede ser determinada a partir del balance global de caudales en toda la red.

Si por el contrario, existe más de un nudo con altura conocida, aumentará el número de incógnitas entre los caudales de nudo Q_i , pero en compensación aparecerán tantas mallas ficticias como nudos de altura conocida menos uno, con las correspondientes ecuaciones de malla ficticia.

Una vez calculados definitivamente los caudales circundantes q_{ij} y consecuentemente determinadas las pérdidas h_{ij} , las alturas piezométricas en los nudos H_i se determinarán estableciendo el balance de pérdidas de carga en un trayecto desde un nudo de altura conocida hasta el nudo en cuestión.

En el caso de incluir bombas en la formulación por mallas, su ecuación de comportamiento se añade a los sumandos propios de las otras líneas, para configurar la ecuación del circuito.” [4]

2.13 MÉTODOS DE RESOLUCIÓN TRADICIONALES

2.13.1 Introducción

La característica común a todas las formulaciones que se han expuesto es que el sistema de ecuaciones no es lineal, al menos en parte de las ecuaciones, característica determinada no por la formulación de las leyes de equilibrio, sino por el comportamiento no lineal que tiene los elementos que componen al sistema. No existe método alguno de resolución directa y es necesario recurrir a métodos iterativos para obtener la solución final.

Cuando un sistema presenta un sistema de equilibrio físico definido, puede decirse que la solución matemática también existe, pero esto depende claro está de la fidelidad del modelo. Para que exista una solución al problema es necesario que el número y distribución de las incógnitas en la red permitan la formulación de un número adecuado de ecuaciones independientes.

Si ocurre que las incógnitas se concentran en una zona de la red y los datos en otra, es muy probable que el sistema sea inconsistente debido a la incompatibilidad de los datos. No obstante en lo que sigue admitiremos que la solución existe y es única y nos centraremos en algunos de los posibles métodos de resolución de los sistemas de ecuaciones propuestos.

Entre los métodos iterativos de Gauss – Seidel y Jacobi, tenemos los métodos de Cross, entre los de linealización de ecuaciones tenemos el método de Newton – Raphson y el método de la Teoría Lineal. En el primer caso la resolución implica una simplificación en la que solo interviene una incógnita por cada una de las ecuaciones, las cuales son resueltas secuencialmente, obteniendo el valor de una incógnita cada vez, mientras que los métodos de linealización, como indica su nombre, consisten en la transformación de las ecuaciones no lineales en un sistema lineal que es resuelto para todas las incógnitas en conjunto.

2.13.2 Métodos de Cross

Representaron el primer intento realizado para resolver manualmente el sistema de ecuaciones planteado, y por sus excelentes resultados, al menos en pequeña escala, fueron ampliamente adoptados para el cálculo de redes a partir de 1936, hasta que empezaron a aparecer los primeros computadores digitales a inicio de los años sesenta.

Hardy Cross presentó dos alternativas a utilizar, una para formulación por mallas y otra para formulación por nudos. De manera general cuando se hace referencia al método de Cross, se hace referencia implícita solo al que se aplica a la formulación por mallas, debido al menor número de ecuaciones que se maneja.

En la formulación por mallas, Cross simplifica el sistema de ecuaciones introduciendo una única incógnita por ecuación que es el caudal corrector de la malla correspondiente a la ecuación en cuestión. El sistema de ecuaciones representado en (2.39) se simplifica en este caso en la siguiente forma:

$$\sum_{(ij) \in B_k} (\pm)_{ij} R_{ij} \left(q_{ij}^* (\pm)_{ij} \Delta q_k \right)^n = 0 \quad k = 1 \dots \dots \dots M \quad (2.40)$$

Para despejar la incógnita Δq_k de cada ecuación, esta se linealiza primeramente mediante un desarrollo de Taylor de la ecuación, en el cual se elimina los términos en Δq_k de grado mayor que uno, esto es:

$$\sum_{(ij) \in B_k} (\pm)_{ij} R_{ij} (q_{ij}^*)^n + n \Delta q_k \sum_{(ij) \in B_k} R_{ij} (q_{ij}^*)^{n-1} + \dots \approx 0 \quad k = 1, \dots, M \quad (2.41)$$

De donde resulta la conocida expresión:

$$\Delta q_k = - \frac{\sum_{(ij) \in B_k} (\pm)_{ij} R_{ij} (q_{ij}^*)^n}{n \sum_{(ij) \in B_k} R_{ij} (q_{ij}^*)^{n-1}} \quad (2.42)$$

En la cual se observa que el denominador es > 0 , ya que se han considerado explícitos todos los signos.

En el trabajo original de Cross, el cálculo de los sucesivos Δq_k se lleva a cabo siguiendo el método de Jacobi de tal forma que primero se obtienen todos los caudales correctores y a continuación se realizan las correcciones de caudal todas a la vez, antes de comenzar la siguiente iteración.

La ecuación (2.41) se generaliza sin dificultad ante la presencia de bombas en algún circuito y también para las mallas ficticias, de la siguiente forma:

$$\Delta q_k = - \frac{\sum_{(ij) \in B_k} (\pm)_{ij} R_{ij} (q_{ij}^*)^n \mp h_b (q_b^*) \pm (H_a - H_b)}{n \sum_{(ij) \in B_k} R_{ij} (q_{ij}^*)^{n-1} + |h_b'(q_b^*)|} \quad (2.43)$$

En la cual h_b es la altura de la bomba, que adoptará un signo negativo si el caudal que la atraviesa q_b sigue el sentido de la malla y positivo si es el contrario, H_a y H_b

Son las alturas y los nudos extremos de la línea ficticia siendo el nudo a anterior al b en el sentido del recorrido de la malla, y $|h_b'(q_b^*)|$ representa el valor absoluto de la derivada de la altura de bombeo para el caudal hipotético.

2.13.3 MÉTODO DE NEWTON - RAPHSON

“Los métodos de linealización consisten en alterar la configuración del sistema de ecuaciones no lineal para que resulte un sistema de ecuaciones lineales respecto de las incógnitas planteadas. Debido a la no linealidad del sistema real, la solución obtenida a partir del sistema lineal no será una solución válida en general, y será necesario realizar un cálculo iterativo en el cual, mediante transformaciones sucesivas del sistema de ecuaciones linealizado, se consiga una solución que verifique ambos sistemas de ecuaciones, tanto el real como también el linealizado.

El citado método consiste en la linealización de las ecuaciones considerando los dos primeros términos del desarrollo de las mismas. Para ilustrar el procedimiento se considera una ecuación de una única variable $f(x) = 0$ derivable en x^0 . [4]

Si solo consideramos los dos primeros términos del desarrollo de Taylor de la función centrada en el punto x^0 , estamos aproximando el valor de la función $f(x)$ en el entorno de x^0 a una línea recta tangente a la función $f(x)$ en el punto x^0 , esta aproximación nos lleva a:

$$f(x) \approx f(x^0) + (x - x^0) f'(x^0) = 0 \rightarrow x = x^0 - \frac{f(x^0)}{f'(x^0)} \quad (2.44)$$

Como se trata de una solución aproximada, la raíz x de la ecuación obtenida no es la solución definitiva, entonces se debe realizar un cálculo iterativo para corregir las desviaciones del valor x obtenido y que consistirá en utilizar el valor obtenido en (2.43) como dato de entrada para la siguiente iteración, es decir:

$$x^1 = x^0 - \frac{f(x^0)}{f'(x^0)} \rightarrow x^2 = x^1 - \frac{f(x^1)}{f'(x^1)} \rightarrow \dots \rightarrow x^{(i+1)} = x^{(i)} - \frac{f(x^{(i)})}{f'(x^{(i)})} \quad (2.45)$$

El sistema puede ser ampliado a un sistema general de N ecuaciones con N incógnitas del siguiente tipo:

$$\bar{F}(\bar{X})=0 \text{ Siendo } \bar{X} = (x_1, x_2, \dots, x_N) \text{ y } \bar{F} = \begin{pmatrix} f_1(\bar{X}) \\ f_2(\bar{X}) \\ \cdot \\ \cdot \\ f_N(\bar{X}) \end{pmatrix} \quad (2.46)$$

Generalizando la aproximación lineal de la expresión (2.43) para este caso, se obtiene:

$$\bar{F}(\bar{X}) \approx \bar{F}(\bar{X}^0) + J(\bar{X}^0)(\bar{X} - \bar{X}^0) = 0 \quad (2.47)$$

Siendo J la matriz Jacobiana de \bar{F} particularizada para el vector \bar{X}^0 , cuyos elementos son las derivadas parciales de las funciones f_i respecto de las variables x_j , esto es:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial x_1} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial x_N} \\ & & \\ & & \\ \frac{\partial f_N}{\partial x_1} & \dots & \frac{\partial f_N}{\partial x_N} \end{bmatrix} \quad (2.48)$$

Para obtener la solución al sistema de ecuaciones $\bar{F}(\bar{X}) = 0$ se recurre nuevamente a un procedimiento iterativo determinado por la fórmula recursiva:

$$\bar{X}^{(i+1)} = \bar{X}^{(i)} - \left[J(\bar{X}^{(i)}) \right]^{-1} \cdot F(\bar{X}^{(i)}) \quad (2.49)$$

El método de Newton – Raphson se puede aplicar a cualquiera de los tres sistemas descritos, aunque generalmente se lo aplica al sistema de ecuaciones en H (método de los nudos).

2.13.4 MÉTODO DE TEORÍA LINEAL

Las ecuaciones no lineales que se presentan en el análisis de una red en régimen permanente son bastante características, puesto que la no linealidad es de tipo algebraica, simple y uniforme. Una sugerencia muy sencilla para linealizar este sistema de ecuaciones consiste en redefinir los coeficientes (resistencia hidráulica de las líneas) de forma que incluyan una parte del término no lineal, resultando un conjunto de ecuaciones lineales.

Aplicando este procedimiento a una ecuación de malla, se obtiene:

$$\sum_{(ij) \in M_k} (\pm)_{ij} R_{ij} q_{ij}^n = \sum_{(ij) \in M_k} (\pm)_{ij} (R_{ij} q_{ij}^{n-1}) q_{ij} = 0 \quad (2.50)$$

De manera que si se define un nuevo coeficiente:

$$R_{ij}' = R_{ij} q_{ij}^{n-1} \quad (2.51)$$

Se obtiene un nuevo sistema de ecuaciones totalmente lineal:

$$\sum_{(ij) \in M_k} (\pm)_{ij} R_{ij}' q_{ij} = 0 \quad k = 1, \dots, M \quad (2.52)$$

“La forma más sencilla de realizar el cálculo anterior consiste en utilizar los caudales obtenidos en la resolución del sistema linealizado de ecuaciones en una iteración para calcular los nuevos coeficientes que se utilizaran en la iteración siguiente. Si denominamos $q_{ij}^{(n)}$ a los caudales empleados para determinar los coeficientes en la iteración n , y ${}^{(n)}q_{ij}$ a los caudales obtenidos al resolver el sistema lineal de ecuaciones en la misma iteración, esto puede expresarse formalmente de la siguiente manera:

$$q_{ij}^{(n+1)} = {}^{(n)}q_{ij} \quad (2.53)$$

Al poner en práctica este procedimiento se produce un comportamiento oscilatorio de las soluciones que dificulta y ralentiza la convergencia del proceso. Para poder hacer la convergencia, Muir sugiere el uso de un caudal para el cálculo de los coeficientes que sea una media geométrica de los caudales propuestos y obtenidos de la anterior iteración, esto significa que:

$$q_{ij}^{(n+1)} = \sqrt{{}^{(n)}q_{ij} \cdot q_{ij}^{(n)}} \quad (2.54)$$

Al respecto, Wood y Charles proponen que el caudal en una iteración sea simplemente la media aritmética entre los caudales obtenidos en las dos iteraciones anteriores, es decir:

$$q_{ij}^{(n+1)} = \frac{{}^{(n)}q_{ij} + {}^{(n-1)}q_{ij}}{2} \quad (2.55)$$

Siguiendo los mismos lineamientos, Bhave que considerando la media aritmética de los caudales propuesto y obtenido en la anterior iteración, la convergencia puede resultar aun más rápida:

$$q_{ij}^{(n+1)} = \frac{{}^{(n)}q_{ij} + q_{ij}^{(n)}}{2} \quad (2.56)$$

El desarrollo del método de la Teoría Lineal es aplicable en forma general a cualquiera de las formulaciones que se han revisado, pero se utiliza mayoritariamente sobre el sistema de ecuaciones en q.” [4]

2.14 EPANET

2.14.1 ¿QUE ES EPANET?

“EPANET es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de suministro a presión. Una red puede estar constituida por tuberías, nudos (uniones de tuberías), bombas, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses.

EPANET efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos, y la concentración de las especies

químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación discretizado en múltiples intervalos de tiempo. Además de la concentración de las distintas especies, puede también simular el tiempo de permanencia del agua en la red y su procedencia desde las diversas fuentes de suministro.

EPANET se ha concebido como una herramienta de investigación para mejorar nuestro conocimiento sobre el avance y destino final de las diversas sustancias transportadas por el agua, mientras ésta discurre por la red de distribución. Entre sus diferentes aplicaciones puede citarse el diseño de programas de muestreo, la calibración de un modelo hidráulico, el análisis del cloro residual, o la evaluación de las dosis totales suministradas a un abonado. EPANET puede resultar también de ayuda para evaluar diferentes estrategias de gestión dirigidas a mejorar la calidad del agua a lo largo del sistema. Entre estas pueden citarse:

- Alternar la toma de agua desde diversas fuentes de suministro
- Modificar el régimen de bombeo, o de llenado y vaciado de los depósitos
- Implantar estaciones de tratamiento secundarias, tales como estaciones de recloración o depósitos intermedios
- Establecer planes de limpieza y reposición de tuberías.

EPANET proporciona un entorno integrado bajo Windows, para la edición de los datos de entrada a la red, la realización de simulaciones hidráulicas y de la calidad del agua, y la visualización de resultados en una amplia variedad de formatos. Entre éstos se incluyen mapas de la red codificados por colores, tablas numéricas, gráficas de evolución y mapas de isolíneas.

2.14.2 CAPACIDADES PARA LA CONFECCIÓN DE MODELOS HIDRÁULICOS

Dos de los requisitos fundamentales para poder construir con garantías un modelo de la calidad del agua son la potencia de cálculo y la precisión del modelo hidráulico utilizado. EPANET contiene un simulador hidráulico muy avanzado que ofrece las siguientes prestaciones:

- No existe límite en cuanto al tamaño de la red que puede procesarse.
- Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante las fórmulas de Hazen-Williams, de Darcy-Weisbach o de Chezy-Manning, siendo la utilizada para nuestro trabajo la de Darcy-Weisbach.
- Contempla pérdidas menores en codos, accesorios, etc.
- Admite bombas de velocidad fija o variable
- Determina el consumo energético y sus costes.
- Permite considerar varios tipos de válvulas, tales como válvulas de corte, de retención, y reguladoras de presión o caudal.
- Admite depósitos de geometría variable (esto es, cuyo diámetro varíe con el nivel)
- Permite considerar diferentes tipos de demanda en los nudos, cada uno con su propia curva de modulación en el tiempo
- Permite modelar tomas de agua cuyo caudal dependa de la presión (rociadores)
- Admite leyes de control simples, basadas en el valor del nivel en los depósitos o en la hora prefijada por un temporizador, y leyes de control más complejas basadas en reglas lógicas.

2.14.3 CAPACIDADES PARA LA CONFECCIÓN DE MODELOS DE CALIDAD DE AGUA

Además de la confección de modelos hidráulicos, EPANET ofrece las siguientes prestaciones para la confección de modelos de calidad:

- Simula el desplazamiento de trazadores no reactivos por toda la red, a lo largo del tiempo
- Simula el avance y destino final de las sustancias reactivas cuya concentración o bien crece en el tiempo (ejemplo: los subproductos derivados de la desinfección) o bien decrece (ejemplo: el cloro residual)
- Simula el tiempo de permanencia (o envejecimiento) del agua mientras discurre por la red
- Permite seguir la evolución en el tiempo de la fracción de caudal que llega a cada nudo de la red procedente de un nudo determinado (análisis de procedencias)
- Simula las reacciones que tienen lugar tanto en el seno del agua como en las paredes de las tuberías
- Permite emplear cinéticas de orden n para modelar las reacciones en el seno del agua
- Emplea cinéticas de orden cero o de primer orden para modelar las reacciones en las paredes de las tuberías
- Tiene en consideración las limitaciones de transferencia de masa al modelar las reacciones en las paredes de las tuberías
- Admite reacciones de crecimiento o decrecimiento de la concentración de una sustancia hasta llegar a un valor límite
- Permite definir coeficientes de reacción globales para toda la red, y modificar éstos posteriormente para determinadas tuberías
- Permite correlacionar los coeficientes de velocidad de reacción en la pared de las tuberías con su rugosidad

- Permite considerar la inyección en cualquier punto de la red de un caudal másico o de concentración definida, variable en el tiempo
- La evolución de la calidad del agua en los depósitos puede simularse como una mezcla homogénea, mediante un modelo de pistón, o como un reactor de dos compartimentos.

Mediante estas prestaciones, EPANET permite estudiar fenómenos relacionados con la calidad del agua tales como:

- La mezcla de agua procedente de diversas fuentes
- El envejecimiento del agua mientras discurre por la red
- La pérdida de cloro residual
- El crecimiento de los subproductos derivados de la cloración
- El seguimiento del avance de un contaminante, tras su intrusión en la red.”

[13]

CAPITULO III

DIMENSIONAMIENTO DE LA RED Y PLANTEAMIENTO DEL MODELO MATEMATICO

3.1 DIMENSIONAMIENTO ECONÓMICO DE REDES MALLADAS

3.1.1 INTRODUCCIÓN

En el caso de mallas cerradas, el equilibrio hidráulico de la red puede hacerse por cualquier método que permita el cierre o diferencia de presiones entre la entrada y la salida de la malla menor a 0,1 mca. Los métodos tradicionales de cálculo anual son Hardy Cross y longitudes Equivalentes. Otros métodos, como por ejemplo el método del gradiente también pueden ser considerados.

Actualmente existen varios programas comerciales que permiten la modelización y optimización de redes combinadas (abiertas y cerradas): Kypipe, WaterCAD, Epanet, Cybernet y Redes, entre otros

En el presente trabajo se utiliza una parte de todos ellos pero es necesario indicar que es el método de Hardy Cross el que balancea la red, teniendo fijos los datos de diámetro (cromosoma) longitudes, etc.

3.1.2 TRATAMIENTO TRADICIONAL DEL DISEÑO ECONÓMICO DE UNA RED MALLADA

“Tradicionalmente el diseño de redes de distribución de agua se realiza utilizando lo que se puede denominar “prueba y error”. Una vez que se ha definido la topología de

la red y los caudales de diseño se procede al dimensionamiento de los componentes (selección de tuberías de determinados diámetros y material, bombas, tanques y demás elementos) de la red, que tiene como finalidad la configuración de un sistema, que cumpla con las condiciones físicas y técnicas. El procedimiento es el siguiente:

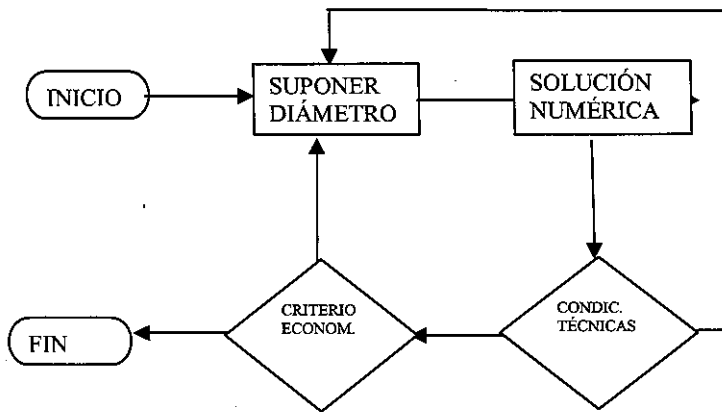


Figura 3.1 Flujograma de proceso de diseño económico tradicional de una red mallada

- Asignar a cada tramo de la red un diámetro determinado. Esto implica conocer la longitud de cada tramo, el diámetro comercial y la rugosidad del material de la tubería.
- Hacer cumplir los requerimientos físicos del sistema para lo cual es necesario conocer la topología de la red en su totalidad. Se plantean las ecuaciones de conservación de masa y de energía para luego ser resueltas por cualquiera de los métodos numéricos de comprobación hidráulica, por ejemplo el de Newton- Rhapsion.

- Verificar las condiciones técnicas teniendo en cuentas las normas establecidas para la red: presiones en los nodos y velocidades en los tramos. Las presiones se restringen a un máximo para no causar daños a las tuberías y a un mínimo para asegurar un nivel de servicio adecuado a los consumidores. Las velocidades normalmente se restringen a un mínimo para evitar la sedimentación de partículas en el interior de la tubería. Si la solución numérica del sistema muestra que satisface las condiciones técnicas, se dice que la red cumple hidráulicamente, sino, se vuelve a la etapa de selección de diámetros, se realizan cambios de algunos diámetros y nuevamente se obtiene la solución numérica para verificar las condiciones técnicas del sistema en análisis.
- En este punto del proceso se han revisado diferentes configuraciones de la red y se ha llegado a una solución del problema. Algunos ingenieros terminan el diseño en este punto, pero hay otros que deciden continuar y cambiar diámetros en algunos tramos con el fin de obtener un diseño más económico.
- Finalmente se llega al diseño deseado, el cual cumple con las condiciones hidráulicas y técnicas, a mas de tener en cuenta algún concepto económico, obviamente es difícil sostener que de esta manera se pueda obtener el mejor diseño posible.” [3]

3.2 PLANTEAMIENTO DEL MODELO MATEMÁTICO

3.2.1 SIMPLIFICACIÓN DEL MODELO

Tomamos en cuenta el método de **Hardy-Cross**, llamado también método de relajamiento o de pruebas y errores controlados, el cual supone que se han seleccionado previamente los caudales iniciales y los diámetros en los diferentes

tramos de la red. Por medio de un proceso iterativo, se corrigen los caudales de tal manera que el cierre de la malla (diferencia de presiones entre un ramal y otro de la red cerrada) no exceda un valor limite, que según la norma debe ser menor de 0,1 mca y se obtiene para las condiciones anteriores a la presión en cada uno de los nodos de las mallas.

“Si la red mostrada en al siguiente figura se encuentra en funcionamiento, la pérdida de carga a través de los nodos 1, 2, 3, 4 y 5 será exactamente igual a la perdida de carga ocurrida entre los nodos 1, 6, 7, 8 y 5. Como inicialmente no se conocen los caudales reales, al suponer unos iniciales esta diferencia de presiones será mayor que la aceptable y será necesario ajustar la hipótesis inicial de caudales. Se observa también en la figura que a las perdidas de carga se les asigna un signo de acuerdo con una convención que ha de respetarse a lo largo del proceso iterativo.

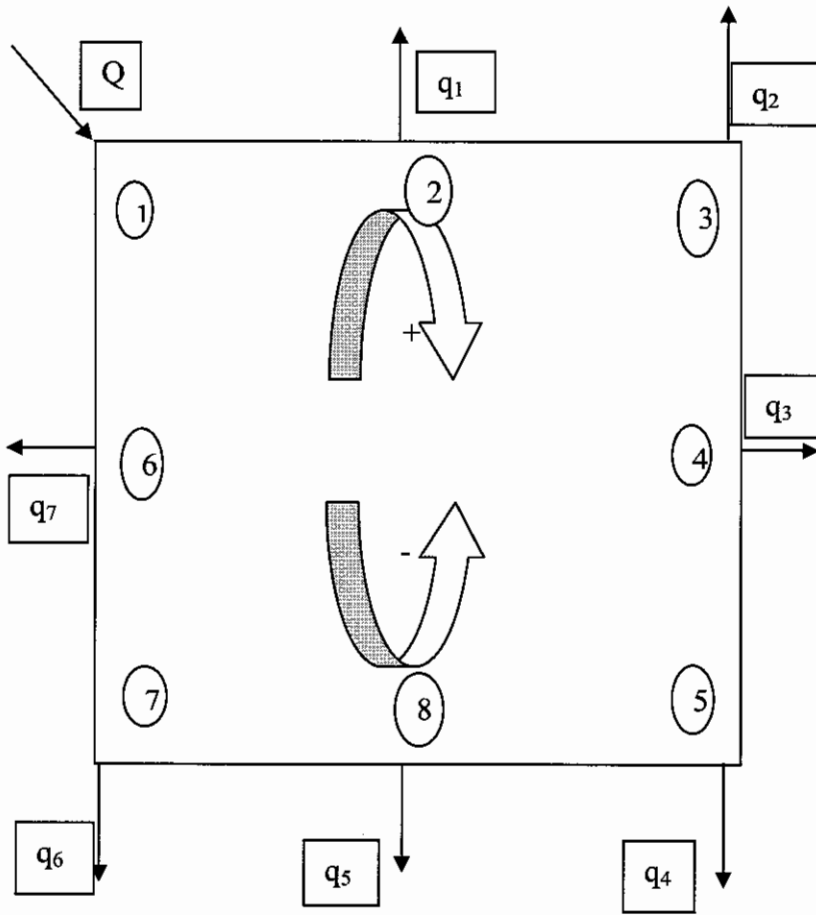


Figura 3.2 Malla para aplicación del Método Hardy-Cross

Si se tiene una red contigua a la anterior, existirá por lo menos un tramo en común, el cual tendrá una doble corrección de caudales debido al hecho de que pertenece a las dos redes.

La ecuación básica de este modelo es la ecuación de Hazen-Williams:

$$Q = 0,2785 C D^{2,63} J^{0,54} \quad (3.1)$$

Donde:

- Q: Caudal del tramo
- C: Coeficiente de rugosidad del material de la tubería
- D: Diámetro de la tubería
- J: Pérdida de carga unitaria en el tramo
- H: Pérdida de carga total en el tramo
- L: Longitud del tramo

La pérdida de carga unitaria J, será:

$$J = \left(\frac{Q}{0,2875 C D^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}} \quad (3.2)$$

En donde los siguientes términos son constantes:

$$n = \frac{1}{0,54} = 1,85 \quad k = \left(\frac{Q}{0,2875 C D^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}} \quad (3.3)$$

Por lo tanto la ecuación (3.2), queda así:

$$J = k Q^n = \frac{H}{L} \quad (3.4)$$

Y la pérdida de carga total será:

$$H = k L Q^n \quad (3.5)$$

Llamando $r = k L$ y reemplazando en a la ecuación (3.5), se tiene:

$$H = r Q^n \quad (3.6)$$

La ecuación (3.6) indica la pérdida de carga total en un tramo cualquiera para unas condiciones dadas.

Adoptando la convención de que las pérdidas de carga en el sentido horario son positivas y las antihorario son negativas, se debe cumplir que:

$$\sum H = 0 \quad (3.7)$$

Como la hipótesis inicial de distribución de caudales no es correcta, no se cumplirá la ecuación (3.7), es decir:

$$\sum H \neq 0 \quad (3.8)$$

Y reemplazando la carga total en el tramo, H, expresada en la ecuación (3.6), se tiene:

$$\sum (r Q^n) \neq 0 \quad (3.9)$$

Para que se cumpla la condición de cierre, habrá necesidad de corregir los caudales, manteniendo constantes los términos D, L y C. Entonces la ecuación (3.9) queda así:

$$\sum [r(Q + \Delta Q)^n] = 0 \quad (3.10)$$

Cuyo desarrollo por Binomio de Newton, es:

$$(Q + \Delta Q)^n = Q^n + nQ^{n-1}\Delta Q + \frac{n(n-1)}{2!}Q^{n-2}\Delta Q^2 + \dots + \Delta Q^n \quad (3.11)$$

Tomando solamente los dos primeros términos del desarrollo ya que las potencias mayores de la corrección del caudal (si este es pequeño) son despreciables, se tiene:

$$(Q + \Delta Q)^n \approx Q^n + nQ^{n-1}\Delta Q \quad (3.12)$$

Y reemplazando este término en la condición de cierre de la malla, expresado en la ecuación (3.10), se obtendrá la corrección del caudal:

$$\sum r(Q^n + nQ^{n-1}\Delta Q) = 0$$

$$\sum rQ^n + \sum rnQ^{n-1}\Delta Q = 0$$

$$\sum rQ^n + n\Delta Q \sum rQ^{n-1} = 0$$

Y despejando el término de la corrección de caudal:

$$\Delta Q = \frac{-\sum rQ^n}{n\sum rQ^{n-1}} = \frac{-\sum rQ^n}{n\sum r\frac{Q^n}{Q}} = \frac{-\sum H}{n\sum\frac{H}{Q}} \quad (3.13)$$

Finalmente, la corrección del caudal será:

$$\Delta Q = \frac{-\sum H}{1,85\sum\frac{H}{Q}} \quad (3.14)$$

Cuando al condición de cierre se cumpla (ecuaciones 3.7 y 3.10), la malla estará equilibrada hidráulicamente y los caudales obtenidos serán los reales.

Posteriormente se deberán verificar las presiones en cada uno de los nodos, teniendo en cuenta la presión mínima de servicio adoptada para el diseño mediante la ecuación

(3.5). De igual manera deberá verificarse que las velocidades en los tramos cumplan con la norma adoptada.” [5]

3.3 DISEÑO DE LA LINEA MATRIZ

“La línea matriz o tubería de conducción entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución funciona a presión por gravedad. El diseño de la línea matriz que se presenta a continuación es teórico y simplificado. El diseño debe ser completo, teniendo en cuenta el perfil real de la tubería, los accesorios, las perdidas menores correspondientes y la verificación del golpe de ariete. La diferencia conceptual en el diseño radica en la imposibilidad de utilizar, en este caso, la máxima carga hidráulica disponible debido a que hay que cumplir con los requerimientos de presión mínima.

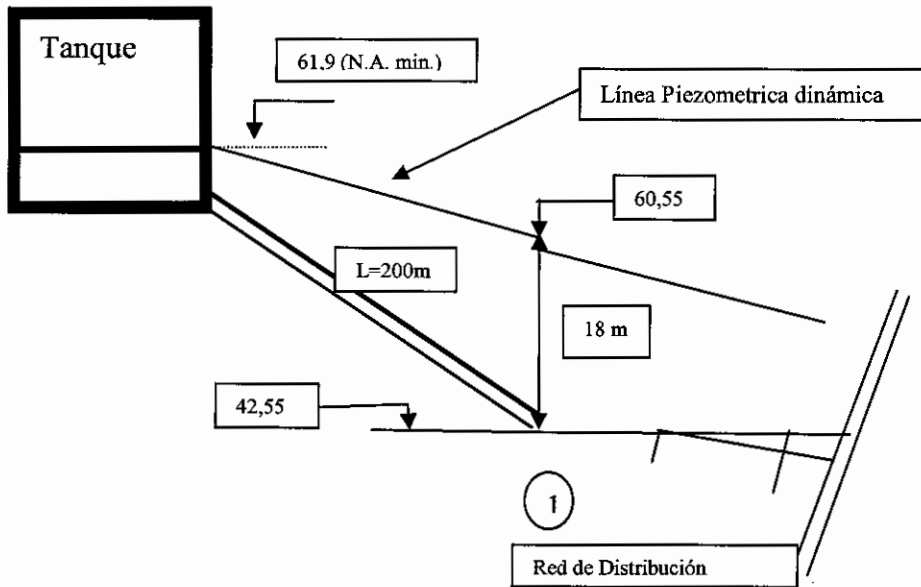


Figura 3.3 Línea Matriz

Condiciones del diseño de la línea matriz:

Caudal del diseño = 57,3 L/s

Material de la tubería: PVC, RDE 41. Presión de servicio = 88 mca

Coefficiente de rugosidad de Hazen-Williams = 150

Cota nivel de agua mínima en el tanque = 61,90

Cota de proyecto en el nodo de entrada, 1 = 43,55 – 1,00 = 42,55 (profundidad mínima)

Longitud real de conducción, L = 200 m

Calculo hidráulico de la línea matriz:

Cota piezometrica a la entrada de la red, nudo 1 = cota proyecto + presión diseño = 42,55 + 18,00 = 60,55

Carga hidráulica disponible = H = 61,90 – 60,55 = 1,35 m

Pérdida de carga unitaria = J = H/L = 1,35/200 = 0,00673 m/m

Despejando el diámetro de la ecuación de Hazen-Williams:

$$D = \left(\frac{Q}{0,2875 C J^{0,54}} \right)^{1/2,63} = \left(\frac{0,0573}{0,2875 \times 150 (0,00673)^{0,54}} \right)^{1/2,63} = 0,228 \text{ m} = 9,0''$$

En este diseño se toma el diámetro comercial superior y se determina luego la cota piezometrica final a la entrada de la red. Adicionalmente, se desprecian las pérdidas menores por accesorios.

Se adopta un diámetro comercial de 10'' (254 mm):

- Diámetro externo = 273,05 mm
- Espesor de la pared = 6,66 mm
- Diámetro interno = 259,73 mm

$$J = \left(\frac{Q}{0,2875 \times C \times D^{2,63}} \right)^{1/0,54} = \left(\frac{0,0573}{0,2875 \times 150 \times (0,2597)^{2,63}} \right)^{1/0,54} = 0,00355 \text{ m/m}$$

$$H = J \times L = 0,00355 \times 200 = 0,71 \text{ m}$$

Cota piezometrica en el nudo 1 = cota piezometrica tanque – H = 61,90 – 0,71 = 61,19

Presión resultante en el nudo 1 = cota piezometrica – cota proyecto = 61,19 – 42,55 = 18,64 mca.

3.4 DISTRIBUCION DE CAUDALES EN LA RED

Debido a la falta de un estudio de planeacion de la población, y como ejemplo teórico, se supone un crecimiento uniforme de la población y una distribución del caudal proporcional a la longitud de la tubería alimentada. La hipótesis de distribución adoptada puede estar de acuerdo a las condiciones topográficas del proyecto, como se indica en la figura

Se supone inicialmente un sentido de flujo en la tubería principal. Después mediante alguna convención, se indica cual tramo de red menor es alimentado por cada tramo de red principal.

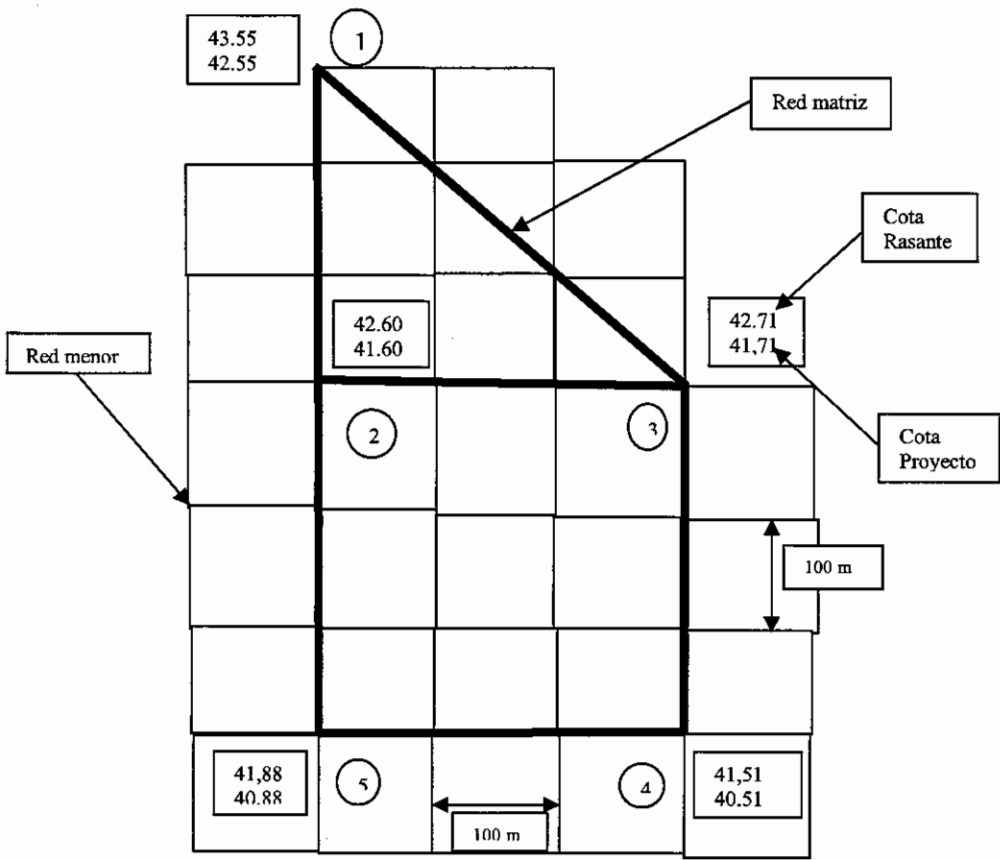


Figura 3.4 Hipótesis de distribución de caudales

El caudal que hay que repartir proporcionalmente a la longitud es el caudal máximo horario:

$$q = \frac{Q}{L_{total}} = \frac{47,3}{7624,26} = 0,006204 \text{ L/s} \cdot \text{m}$$

Las demandas resultantes en el extremo final de cada tramo se calculan multiplicando el caudal unitario por la longitud total alimentada, según lo que se indica en la siguiente tabla:

Tramo	Longitud propia (m)	Longitud Alimentada(m)	Longitud total (m)	Caudal (m ³ /s)
1 - 2	300,00	900,00	1.200,00	7,4
1 - 3	424,26	1.500,00	1.924,26	11,9
3 - 2	300,00	600,00	900,00	5,6
3 - 4	300,00	800,00	1.100,00	6,8
2 - 5	300,00	800,00	1.100,00	6,8
5 - 4	300,00	1.100,00	1.400,00	8,7
Sumatoria	1.924,26	5.700,00	7.624,26	47,3

Tabla 3.1 Distribución del caudal proporcional a la longitud

Los hidrantes que se usan para la modelación se colocan en los extremos más desfavorables de la red, en este caso en los nodos 4 y 5. El caudal total demandado en cada uno de los nodos, de acuerdo con la hipótesis de distribución de caudales se muestra en la siguiente tabla:

Nudo	Dom. (L/s)	Inc. (L/s)	Q (L/s)
1			- 57,3
2	$7,4 + 5,6 = 13,0$		13,0
3	11,9		11,9
4	$6,8 + 8,7 = 15,5$	5,00	20,5
5	6,8	5,00	11,8
Sumatoria	47,3	10,00	0,00

Tabla 3.2 Demanda en los nodos de la red

Para definir el caudal circulante por cada uno de los tramos, es necesario tener en cuenta el balance de masas en cada uno de los nodos y cuando del nodo salen dos tramos, se debe asumir una proporción de caudales de tal forma que se puedan suplir

las demandas agua abajo. En la siguiente tabla se muestra la distribución inicial de caudales en cada tramo, que posteriormente será corregida.” [5]

Tramo	Hipótesis de Distribución	Q (L/s)
1 - 3	70% (57,3)	40,1
3 - 2	65% (40,1 - 11,9)	18,3
1 - 2	30% (57,3)	17,2
2 - 5	17,2 + 18,3 - 13,0	22,5
5 - 4	22,5 - 11,8	10,7
3 - 4	40,1 - 18,3 - 11,9	9,9

Tabla 3.3 Caudales en los tramos de la red principal

3.5 CALCULO DE MALLAS POR EL MÉTODO DE HARDY-CROSS

“Las dos variables de entrada al método de Hardy-Cross son el caudal inicial y el diámetro en cada uno de los tramos. Como resultado del proceso iterativo de Cross, se obtienen el caudal final en cada tramo y la presión en cada nodo. Los caudales ya se establecieron en la tabla. El diámetro de la red principal se determina suponiendo una línea piezometrica paralela al terreno.

Tramo	H (m)	L (m)	J (m/m)	Q (L/s)	D (m)	D _c (pulg)	D _{inter} (mm)
1 - 3	0,84	424,26	0,00198	40,1	0,26	10	259,7
3 - 2	0,11	300,00	0,00037	18,3	0,27	8	208,4
1 - 2	0,95	300,00	0,00317	17,2	0,17	6	160,0
2 - 5	0,72	300,00	0,00240	22,5	0,20	8	208,4
5 - 4	0,37	300,00	0,00123	10,7	0,17	6	160,0
3 - 4	1,20	300,00	0,00400	9,9	0,13	4	108,7

Tabla 3.4 Definición de diámetros en la red principal

La red inicial queda conformada finalmente de la siguiente forma:

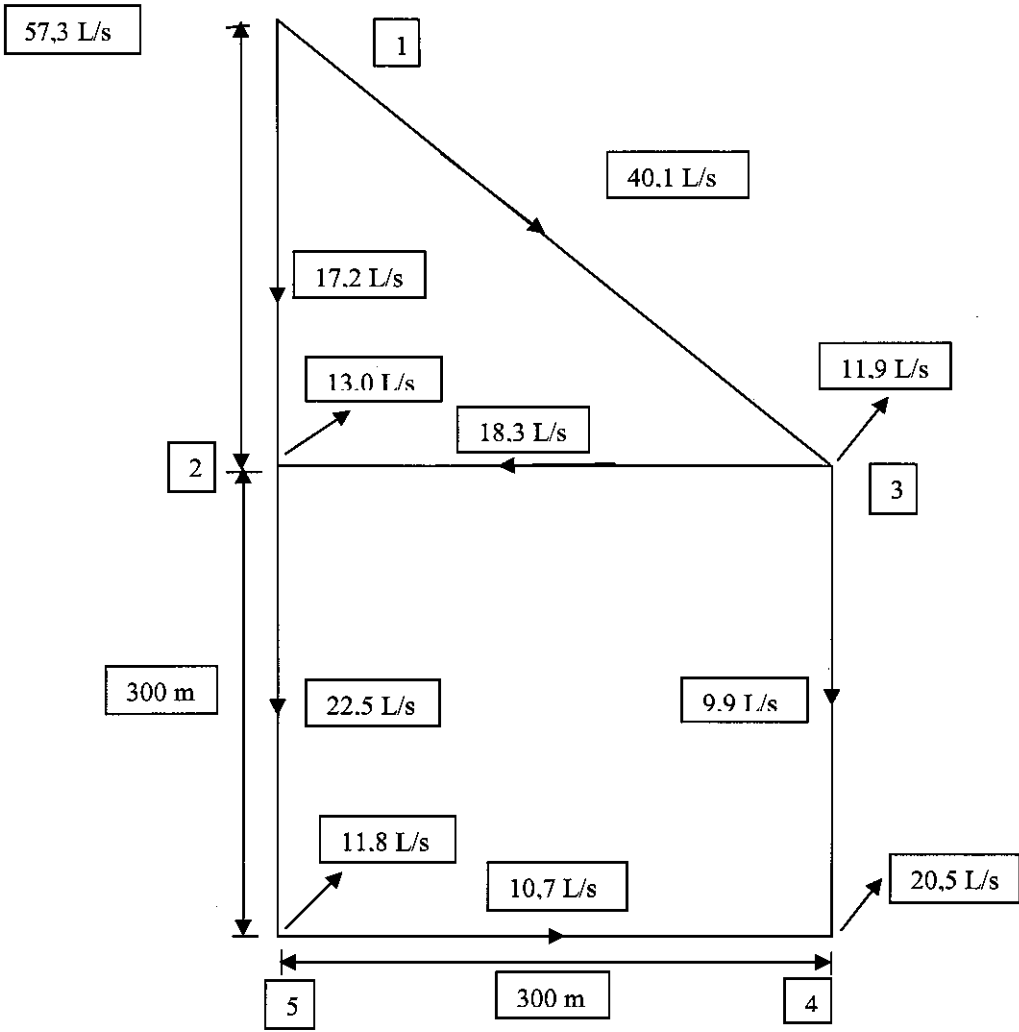


Figura 3.5 Red de distribución inicial para el calculo método Hardy-Cross

Luego se procede a elaborar la siguiente tabla correspondiente al proceso iterativo de Hardy-Cross:

Tramo		Longitud		Diámetro		Condiciones Iniciales de iteración						Primera iteración								
(m)	(m)	(pulg)	(m ² /s)	J (m/m)	H (m)	H/Q	ΔQ (m ² /s)	Q (m ² /s)	J (m/m)	H (m)	H/Q	ΔQ (m ² /s)	Q (m ² /s)	J (m/m)	H (m)	H/Q	ΔQ (m ² /s)			
1-2	300,00	6	-0,0172	0,0040	-1,21	70,4482	0,0003	-0,0169	0,0039	-1,18	69,4792	-0,0004								
1-3	424,26	10	0,0401	0,0018	0,78	19,3927	0,0003	0,0404	0,0019	0,79	19,5069	-0,0004								
3-2	300,00	8	0,0183	0,0013	0,38	20,5267	0,0023	0,0206	0,0016	0,47	22,7368	-0,0003								
				Σ =	-0,06	110,4037					0,08	111,7229								
				ΔQ =	0,0003							ΔQ =	-0,0004							
3-2	300,00	8	-0,0183	0,0013	-0,38	20,5267	-0,0023	-0,0206	0,0016	-0,47	22,7368	0,0003								
2-5	300,00	8	-0,0225	0,0018	-0,55	24,4818	-0,0020	-0,0245	0,0022	-0,65	26,3405	-0,0001								
5-4	300,00	6	-0,0107	0,0017	-0,50	46,8519	-0,0020	-0,0127	0,0023	-0,69	54,3080	-0,0001								
3-4	300,00	4	0,0099	0,0095	2,84	288,4487	-0,0020	0,0078	0,0062	1,86	237,3839	-0,0001								
				Σ =	1,42	380,3450					0,06	340,7692								
				ΔQ =	-0,0020							ΔQ =	-0,0001							
Tramo		Longitud		Diámetro		Segunda iteración						Tercera iteración								
(m)	(m)	(pulg)	(m ² /s)	J (m/m)	H (m)	H/Q	ΔQ (m ² /s)	Q (m ² /s)	J (m/m)	H (m)	H/Q	ΔQ (m ² /s)	Q (m ² /s)	J (m/m)	H (m)	H/Q	ΔQ (m ² /s)			
1-2	300,00	6	-0,0173	0,0041	-1,23	70,8523	0,0000	-0,0173	0,0041	-1,23	70,9127	0,0000								
1-3	424,26	10	0,0400	0,0018	0,77	19,3450	0,0000	0,04	0,0018	0,77	19,3379	0,0000								
3-2	300,00	8	0,0203	0,0015	0,46	22,4576	0,0000	0,0203	0,0015	0,46	22,4663	0,0000								
				Σ =	0,00	112,6549					0,00	112,7168								
				ΔQ =	0,0000							ΔQ =	0,0000							
3-2	300,00	8	-0,0203	0,0015	-0,46	22,4576	0,0000	-0,0203	0,0016	-0,46	22,4663	0,0000								
2-5	300,00	8	-0,0246	0,0022	-0,65	26,4287	0,0000	-0,0246	0,0022	-0,65	26,454	0,0000								
5-4	300,00	6	-0,0128	0,0023	-0,70	54,6596	0,0000	-0,0128	0,0023	-0,7	54,7563	0,0000								
3-4	300,00	4	0,0077	0,0061	1,82	234,8988	0,0000	0,0077	0,0060	1,81	234,2142	0,0000								
				Σ =	0,02	338,4447					0,00	337,8897								
				ΔQ =	0,0000							ΔQ =	0,0000							

Tabla 3.5 Cálculo de las mallas por el método de Hardy-Cross

Tramo	Longitud (m)	Diámetro (pulg)	Caudal (m ³ /s)	Velocidad		Caída, H (m)	Elevación Nudo		Presión	
				(m/s)	Condición		inicial	Nudo final	(m)	Condición
1 - 2	300,00	6	0,0173	0,86	O.K.	1,23	41,60	56,96	18,4	O.K.
1 - 3	424,26	10	0,0400	0,75	O.K.	0,77	41,81	60,41	18,6	O.K.
3 - 2	300,00	8	0,0203	0,60	V baja	0,46	41,60	59,96	18,4	O.K.
3 - 2	300,00	8	0,0203	0,60	V baja	0,46	41,60	59,96	18,4	O.K.
2 - 5	300,00	8	0,0246	0,72	O.K.	0,65	40,88	59,31	18,4	O.K.
5 - 4	300,00	6	0,0128	0,64	O.K.	0,70	40,51	58,61	18,1	O.K.
3 - 4	300,00	4	0,0077	0,83	O.K.	1,81	40,51	58,60	18,1	O.K.

Tabla 3.6 Resultados definitivos

A partir de la tabla de resultados definitivos se puede emitir los siguientes comentarios:

- La pérdida de carga, J , se calcula con el diámetro interno real.
- En principio se pudo haber parado el proceso en la primera iteración con $\sum H_1 = 0,08 \text{ m}$ y $\sum H_2 = 0,06 \text{ m}$ (valores menores que 0,1 m, según la norma)
- En la hoja de calculo se señala el tramo 3 – 2 con velocidad baja. Esto se debe al redondeo de los decimales.
- Todas las velocidades cumplen con la recomendación de velocidades mínima y máxima de 0,6 y 1,5 m/s, respectivamente.
- Las cotas piezometricas se calculan a partir de la cota piezometrica ya establecida en el nodo 1 de 61,19, restando de ella la pérdida de carga en el tramo correspondiente. Por ejemplo, la cota piezometrica en el extremo final del tramo 1 – 2 se calcula como $61,9 - 1,23 = 59,96$.
- La presión en el nodo extremo aguas abajo del tramos, se calcula como diferencia entre la cota piezometrica y la cota del proyecto (lomo de la tubería).
- Todas las presiones son superiores a 18,0 mca, definida como la presión de diseño.” [5]

CAPITULO IV

APLICACIÓN DE ALGORITMOS GENETICOS PARA EL PROBLEMA DE DIMENSIONAMIENTO ECONOMICO DE REDES MALLADAS

4.1 INTRODUCCION

Los algoritmos genéticos son algoritmos de búsqueda y optimización que emulan computacionalmente los mecanismos de la evolución natural: opera sobre poblaciones, selección natural y variación genética.

Generalmente en los algoritmos genéticos se representan a los individuos computacionalmente como cadenas de bits. También se pueden usar puntos flotantes, códigos alfabéticos, etc.

Algunos algoritmos evolutivos se usan paralelamente con algoritmos de tipo: paralelos (poblaciones), glotones o voraces (greedy) y aleatorios.

En lo que respecta a la implementación de un algoritmo genético, su representación se puede realizar mediante cadenas binarias (algoritmos genéricos), arreglos reales (estrategias evolutivas) y programas (programación genética).

Los operadores genéticos se clasifican en dos tipos: operadores de selección y operadores de variación, entre estos los mas importantes son de cruce (selección), de mutación y de flujo genético (variación).

La estructura de un algoritmo evolutivo es la siguiente:

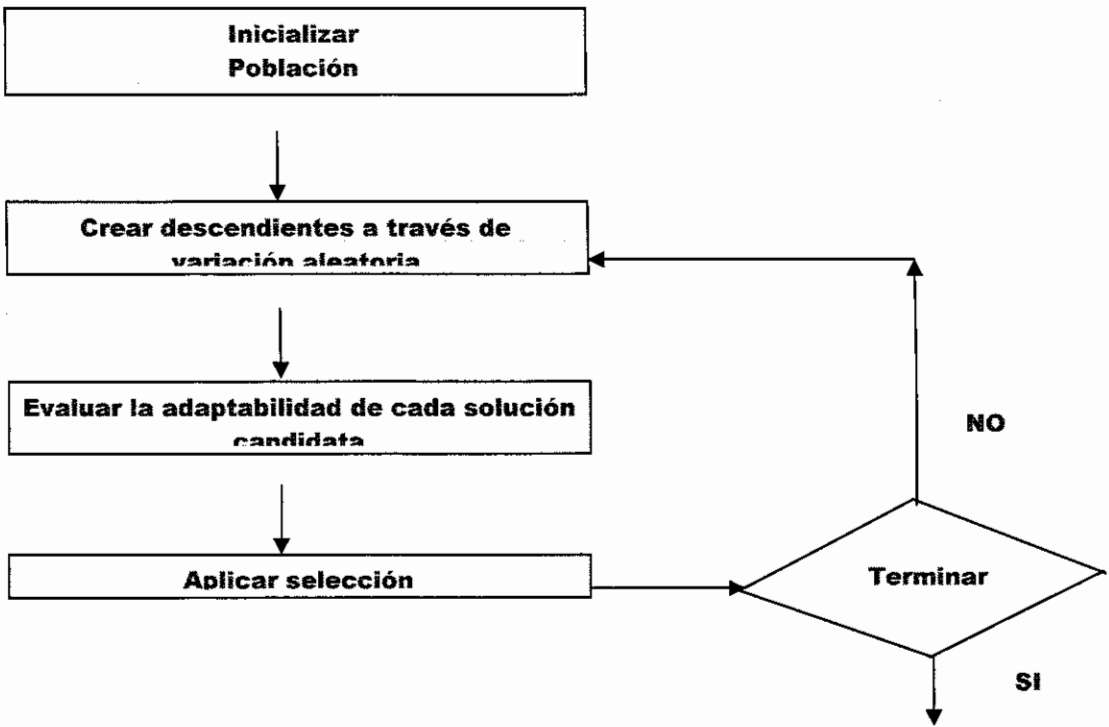


Figura 4.1 Estructura de un algoritmo evolutivo

4.2 ALGORITMOS GENETICOS

Los algoritmos genéticos establecen una analogía entre el conjunto de soluciones de un problema, llamado fenotipo, y el conjunto de individuos de una población natural, codificando la información de cada solución en una cadena, generalmente binaria, llamada cromosoma. Los símbolos que forman la cadena son llamados los genes, en nuestro caso específico, el diámetro de las tuberías. Cuando la representación de los cromosomas se hace con cadenas de dígitos binarios se le conoce como genotipo. Los cromosomas evolucionan a través de iteraciones, llamadas generaciones. En cada generación, los cromosomas son evaluados usando alguna medida de aptitud. Las siguientes generaciones (nuevos cromosomas), llamada descendencia, se forman utilizando dos operadores, de cruzamiento y de mutación.

De forma general deben tenerse en cuenta también las siguientes consideraciones:

- Si la función a optimizar tiene muchos máximos/mínimos locales se requerirán más iteraciones del algoritmo para "asegurar" el máximo/mínimo global.
- Si la función a optimizar contiene varios puntos muy cercanos en valor al óptimo, solamente podemos "asegurar" que encontraremos uno de ellos (no necesariamente el óptimo).

Un algoritmo genético básico funciona de la siguiente manera:

1. Se genera aleatoriamente la población inicial, que está constituida por un conjunto de cromosomas, que representan las posibles soluciones del problema. En caso de no hacerlo aleatoriamente, es importante garantizar que dentro de la población inicial, se tenga la diversidad estructural de estas soluciones para tener una representación de la mayor parte de la población posible.
2. A cada uno de los cromosomas de esta población se aplicará la función de aptitud para saber qué tan "buena" es la solución que se está codificando.
3. Después de saber la aptitud de cada cromosoma se procede a elegir los cromosomas que serán cruzados en la siguiente generación.
4. Los cromosomas con mejor aptitud tienen mayor probabilidad de ser seleccionados.
5. El cruzamiento es el principal operador genético, representa la reproducción sexual, opera sobre dos cromosomas a la vez para generar dos descendientes donde se combinan las características de ambos cromosomas padres.
6. El AG se deberá detener cuando se alcance la solución óptima, pero ésta generalmente se desconoce, por lo que se deben utilizar otros criterios de detención. Normalmente se usan dos criterios: correr el AG un número

máximo de iteraciones (generaciones) o detenerlo cuando no haya cambios en la población.

7. El problema de selección de variables se puede ver como un problema de optimización, ya que si se quiere encontrar, bajo alguna heurística, el subconjunto de variables que potencialicen la diferenciación y las semejanzas de objetos de clases diferentes y de la misma clase respectivamente.

El esquema general de un algoritmo genético es:

1. Inicializar aleatoriamente una población de soluciones a un problema, representadas por una estructura de datos adecuada.
2. Evaluar cada una de las soluciones, y asignarle una puntuación o fitness según lo bien que lo hayan hecho.
3. Escoger de la población la parte que tenga una puntuación mayor
4. Mutar (cambiar) y entrecruzar (combinar) las diferentes soluciones de esa parte escogida, para reconstruir la población.
5. Repetir un número determinado de veces, o hasta que se haya encontrado la solución deseada.

En lo que respecta a los algoritmos genéticos, que es lo que más compete al desarrollo de nuestra aplicación, tenemos:

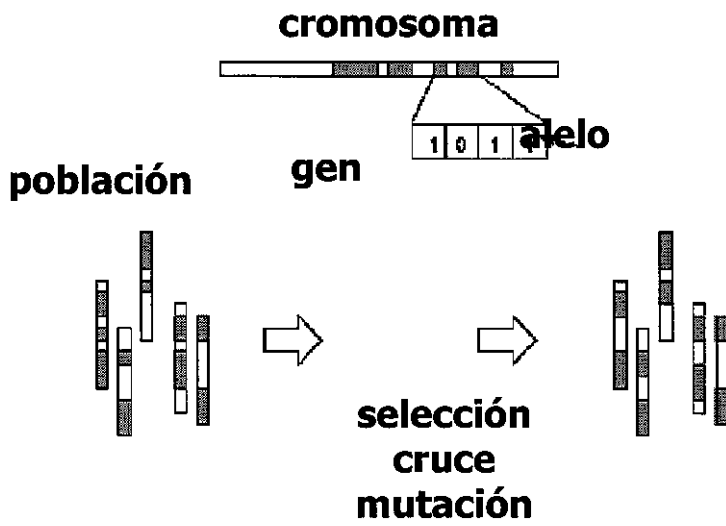


Figura 4.2 Esquema general de un algoritmo genético

4.3 DOCUMENTACIÓN DEL ALGORITMO “SRH_AG” EN EL PROGRAMA “MATHEMATICA” TIPO SOLVER

El algoritmo genético SRH_AG implementado en el programa Matemática, en tipo solver, básicamente consta de 5 etapas, a saber: ingreso de datos, inicialización de datos, generación, selección (estos 2 últimos, como cuerpo mismo del algoritmo genético) y por ultimo los resultados finales, tal como se muestra en el siguiente diagrama:

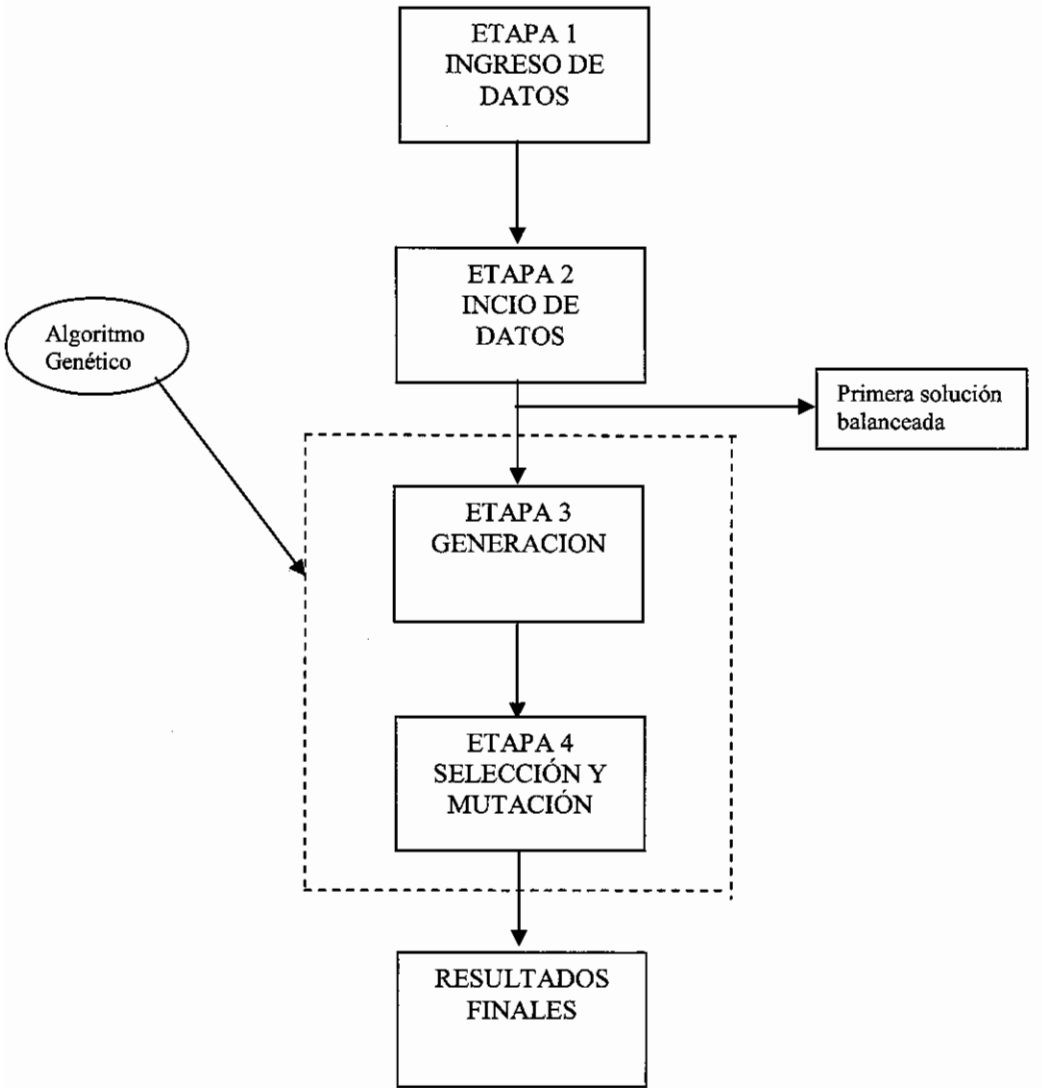


Figura 4.3 Diagrama de flujo del proceso de implementación del modelo

Nombre de datos iniciales y variables usadas en la programación:

Nombre	Clasificación	Detalle	Ejemplo
diámetro	constante variable	dato inicial dato variable de la población	$\begin{pmatrix} 9 \\ 14 \\ 3 \\ 5 \\ 7 \\ 12 \\ 14 \end{pmatrix}$
nn2	constante	cantidad de arcos	7
matrizVertices	constante	dato inicial fijo	$\begin{pmatrix} 1 & 1 \\ 2 & 1 \\ 3 & 1 \\ 1 & 0 \\ 2 & 0 \\ 3 & 0 \end{pmatrix}$
n	constante	cantidad de nodos	6
demanda	constante	demanda en nodos positivo si nodo de consumo y negativo si nodo de aporte	$\begin{pmatrix} -284.2 \\ 27.8 \\ 33.3 \\ 75 \\ 91.7 \\ 55.6 \end{pmatrix}$
cotaProyecto	constante	cota o altura del nodo, dato real	$\begin{pmatrix} 150 \\ 160 \\ 155 \\ 150 \\ 165 \\ 160 \end{pmatrix}$
cotaReferencia	constante	cota o altura del tanque, dato real	205
velocidadMinimaDato	constante	velocidad mínima en la red en metros/seg	0.5 m/s
velocidadMaximaDato	constante	velocidad máxima en la red, en metros/seg	5 m/s
presionMinimaDato	constante	presión mínima en la red, mca	30 mca
presionMaximaDato	constante	presión máxima en la red, mca	100 mca
caminoInicial	constante variable	Camino inicial para determinar un flujo inicial de distribución del agua, luego este camino cambia, {1,2,3,6,5,4} significa del nodo 1 (siempre inicial) al	{1,2,3,6,5,4}

		nodo 2 y axial..	
mallasRed	constante variable	las mallas formadas en la red, en valores relativos son iguales siempre, pero el signo cambia de acuerdo a la dirección del flujo, mallas: {{1,2,5,4,-1},{2,3,6,5,-2}} por ejemplo la primera {1,2,5,4,-1} indica del nodo 1 al 2 al 5 al 4 al 1 en pero el negativo el flujo va en dirección de 1 a 4	
nn1	constante	cantidad de mallas en la red	2
longitud	constante	longitud de los arcos	$\begin{pmatrix} 1000 \\ 1000 \\ 1000 \\ 1000 \\ 1000 \\ 1000 \\ 1000 \end{pmatrix}$
signoFlujo	variable, auxiliar	depende del balanceo, es decir por el método de Hardy Cross el balanceo se realiza y sufre cambio en la dirección del flujo.	{}
arcos	constante	se la determina por medio de la función datosArcos[1]	$\begin{pmatrix} 1 & 2 \\ 1 & 4 \\ 2 & 3 \\ 2 & 5 \\ 3 & 6 \\ 4 & 5 \\ 5 & 6 \end{pmatrix}$

Funciones y procedimientos

datosArcos[a_]	<p>Esta función determina los arcos existentes entre nodos, calculando a partir de las mallas ingresadas en mallasRed</p> $\begin{pmatrix} 1 & 2 \\ 1 & 4 \\ 2 & 3 \\ 2 & 5 \\ 3 & 6 \\ 4 & 5 \\ 5 & 6 \end{pmatrix}$ <p>este proceso sale el dato arcos, el mismo que sirve para el grafico de la red como un grafo</p>
----------------	--

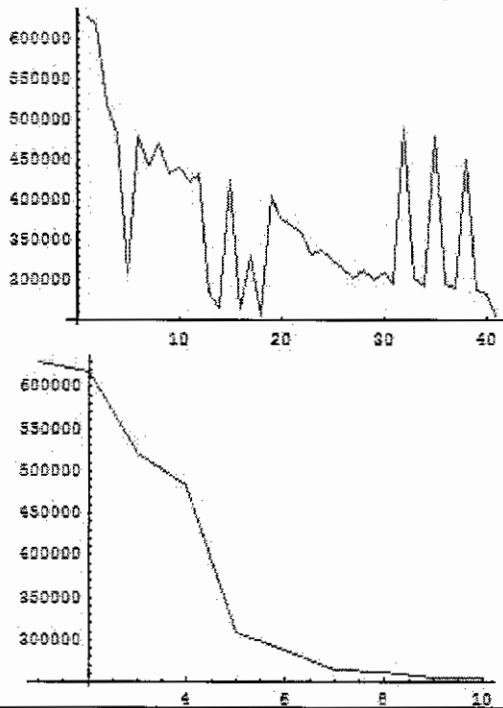
MatrizIncidencia [a_]	Determina la matriz de incidencia indicando la dirección de los arcos, es decir no es matriz simétrica; $\begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix}$
flujoMatriz[mi,mv]	Realiza el grafo: flujoMatriz[Caudal,matrixVertices];
datosCaudalInicial[a_]	Determina el primer flujo necesario para comenzar el balanceo según Hardy Cross. con resultado el Caudal. $\begin{pmatrix} 0 & 283.2 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 254.4 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 221.1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 74.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 165.5 & 0 \end{pmatrix}$

AsociadoArco[vector,a]	<p>Ejemplo: AsociadoArco[diametro,1] se obtiene vectorArco//MatrixForm:</p> $\begin{pmatrix} \{1, 2\} & 9 \\ \{1, 4\} & 14 \\ \{2, 3\} & 3 \\ \{2, 5\} & 5 \\ \{3, 6\} & 7 \\ \{4, 5\} & 12 \\ \{5, 6\} & 14 \end{pmatrix}$ <p>AsociadoArco[Caudal,2]; vectorArco//MatrixForm</p> $\begin{pmatrix} \{1, 2\} & 283.2 \\ \{1, 4\} & 1 \\ \{2, 3\} & 254.4 \\ \{2, 5\} & 1 \\ \{3, 6\} & 221.1 \\ \{4, 5\} & 74.8 \\ \{5, 6\} & 165.5 \end{pmatrix}$
deVectoAmatriz[matrizArco]	<p>Un arco tipo vectorArco lo convierte en Matriz</p> $\begin{pmatrix} \{1, 2\} & 283.2 \\ \{1, 4\} & 1 \\ \{2, 3\} & 254.4 \\ \{2, 5\} & 1 \\ \{3, 6\} & 221.1 \\ \{4, 5\} & 74.8 \\ \{5, 6\} & 165.5 \end{pmatrix} \rightarrow \begin{pmatrix} 0 & 283.2 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 254.4 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 221.1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 74.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 165.5 & 0 \end{pmatrix}$
calculoCaudal[n,n,diametroArco]	<p>Determina el caudal que se distribuye en la red usando como distribución inicial del caudal el calculado en "datosCaudalInicial[a_]", luego aplicamos el método iterativo de balance de flujos por el método de CROSS, vale la pena indicar que mientras se realiza este balanceo existen cambios de dirección del flujo, y el método iterativo converge muy rápido, la cantidad de iteraciones hasta obtener el balanceo se encuentra entre N/2 y N, donde N cantidad de arcos.</p>
calculoVelocidad[1]	<p>Este procedimiento realiza como lo dice su nombre, es decir calcula la velocidad que circula en cada arco o tubería. Este cálculo se realiza luego del balanceo del flujo.</p>
calculoPresion[]	<p>De igual forma realiza el cálculo de la presión en cada nodo. Este cálculo se realiza luego del balanceo del flujo.</p>
calculoFitness[]	<p>Calcula el costo de la red basado en el costo de las tuberías. Este calculo solo depende del costo de las tuberías de acuerdo al diámetro y la longitud del arco. Por ello se puede realizar en cualquier momento luego tener determinado el tipo de tubería de la red.</p>

iniciodatos[a _]	Carga los datos, matriz de incidencia, Arcos, longitudArco, diametroArco, Caudal, CaudalArco, CaudalArcoPrimero. Esta función solo se la aplica una vez, luego los cálculos se almacenan, y no es necesario volverla a ejecutar.
CaudalVelocidad Presion[diámetro ,inter]	Calcula El caudal, la velocidad, y la presión usando el método de Cross siempre con el dato inicial calculado anteriormente. Se podía iniciar el calculo con el dato anterior, pero el balanceo no era muy seguro, por la posible existencia de caudales tales como 0.011 LPS Por ello cada que se realiza un cálculo nuevo se toma como valores iniciales los antes calculados como iniciales. Esta función llama a la función cálculo del caudal, la parte especial de esta es que inicializa el cálculo como si fuera la primera vez, para no usar datos antes calculados.
generacion[nn _]	Esta función crea la primera generación de individuos, su creación es aleatoria, es decir el cromosoma esta representado por los arcos, y los alelos representan el diámetro de la tubería misma, el cual en una primera instancia se generan aleatoriamente entre el mínimo y máximo diámetro de las tuberías permitidas en el modelo. Estos individuos o cromosomas se presentan como vector.
tipoPueblo[nn]	Esta función clasifica a los individuos como aptos de acuerdo a las restricciones de mínimos, máximos de velocidad y presión, la clasificación se la realizo de tal forma unidad 1 tiene en una tubería una velocidad menor a la mínima. decena 10 tiene en una tubería una velocidad mayor a la máxima. ciento 100 tiene en una tubería una presión menor a la mínima. mil 1000 tiene en una tubería una presión mayor a la máxima. es decir si un individuo se clasifica como 1011 significa que tiene una velocidad menor que la mínima, también tiene una velocidad mayor que la máxima y también un nodo excede la presión máxima. Si el individuo cumple todas las restricciones antes descritas entonces lo clasificamos como "0". Además aquí calculamos el fitness o capacidad de fortaleza del individuo que en este caso será de muy buena fortaleza si este valor es menor.
generacionMejorada[a]	Este procedimiento es un algoritmo glotón, muy sencillo y muy intuitivo, como su nombre lo dice mejora a los individuos de la generación, esta mejora la realiza: A los cromosomas o individuos aptos (Clasificación "0") tomamos el alelos de mayor valor (diámetro) y lo reducimos en una pulgada obteniendo una nuevo individuo que luego será clasificado.

	A los cromosoma o individuos no aptos (Clasificación “ $\neq 0$ ”) tomamos el alelo (arco) de menor valor y se lo aumenta en una pulgada.
puebloNuevo[nn]	Esta función realiza la selección natural en el algoritmo genético, es decir: Selecciona los individuos 101 y 1010 están aptos para realizar el cruce, luego de realizar este cruce aleatoriamente se tomamos uno de los elemento. El cruce tomado es el de punto medio. A cruce B tenemos {AB, B} se escoge uno de los dos. Este nuevo elemento formará parte de la nueva generación.
Comienzo[diame tro_,imprimir_]	Esta función permite realizar el calcular individualmente de un individuo, este dato permite analizar y comprar resultados conocidos de otros trabajos. Además los resultado los imprime en archivos de textos los mismo que servirán como fuente para el programa que realizará la presentación de estos datos. Además la variable imprimir si vale 0 imprime el primer dato. Si la variable imprimir vale 1 imprime los resultados del mejor individuo calculado.
genetico [tiempoCorrida_]	Este programa contiene el cálculo de generación tras generación y también la mejora en cada generación, este cálculo depende del tiempo de corrida.
verResultados[a]	si a=1, realiza el calculo solo con el diámetro de inicio. si a=2, realiza el calculo para los elementos de la generación.
grafoExport[arco Dato_,a_]	Esta función grafica y exporta el grafo. se tiene las siguientes posibilidades: a=1, grafica el grafo con los diámetros. a=2, grafica el grafo de la velocidad de en cada arco a=0, grafica el grafo de los caudales de cada arco.
caminoExport[a]	Esta función grafica y exporta el grafo del camino inicial ingresado como dato y parte muy necesaria en los datos, la verificación de este ingresado depende la veracidad de los resultados.
GraficaTenden cia.nb	Es procedimiento realiza la grafica de los individuos aptos en cada generación y el fitness, en el eje x tenemos el individuo en orden de la generación y el en el eje y tenemos su respectivo fitness.

Además realiza la grafica de los mejores individuos en las generaciones, es decir a medida que aparecen mas individuos (mas generaciones) en cada una de ellas existe un individuo de menor fitness . Tal como se lo ve en las graficas.



Datos Especiales:

Instalación de Paquete en “Mathematica”.- Ver archivo “createMathematicaAddOn.nb”.

En definitiva poner el paquete `RedesJB\CaudalPresionJB.m`; `RedesJB\GraficoJB.m` así:

`C:\Documents and Settings\All
Users\Application_Data\Mathematica\Applications\RedesJB`

Instalación Solver “arcosNodos.m”, “SRH_AG.m”, “Tendencia.m”, “UnSoloCaudal.m”, se pegan el directorio de la carpeta en la que se encuentra el kernel de Matemática, en este caso:

C:\Program Files\Wolfram Research\Mathematica\5.1\MathKernel.exe.

Por lo tanto pegamos en esta dirección todos los anteriormente anotados.

Creamos un archivo “*SRH_AG.bat*” con el editor Notepad y en este archivo escribimos una sola línea:

```
math <SRH_AG.m> outSRH.txt
```

Esta línea indica que se ejecutará el programa “*SRH_AG.m*” con el software “Mathematica” y los resultados propios de la corrida se almacenan en *outSRH.txt*.

Si el programa esta bien realizado no tenemos para que revisar este archivo, en caso de que el programa tenga problemas de sintaxis entonces en este archivo tenemos las debidas indicaciones de lo que sucedió en la corrida de este programa.

Procedemos de igual manera con el resto de archivos: “*arcosNodos.m*”, “*SRH_AG.m*”, “*Tendencia.m*”, “*UnSoloCaudal.m*”.

Los datos se almacenarán en la carpeta **C:\Redes**

Por comodidad para no confundirnos con los datos entrantes y salientes como resultado de un proceso, hemos tomado como nombre a los archivos de entrada o iniciales así: *I_costos.txt* Y a los archivos de salida así: *S_Velocidad_0.txt*

4.4 APLICACIÓN DEL MODELO A INSTANCIAS YA RESUELTAS.

Con el objeto de verificar la factibilidad y precisión del modelo diseñado y expuesto en este trabajo, procedemos a utilizar como referencia dos instancias ya resueltas:

- Diseño de Redes de Distribución de Agua. Documento de Trabajo. DW-DT-030-2003. Dr. Jesús María Velásquez Bermúdez.
- Elementos de Diseño para acueductos y alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla.

Para todos los trabajos comparativos y de aplicación a realizarse en este trabajo se toma en cuenta la siguiente tabla de costos para tuberías:

Diámetro (pulg.)	Diámetro (mm)	Costo (Units)
1	25,4	2
2	50,8	5
3	76,2	8
4	101,6	11
6	152,4	16
8	203,2	23
10	254,0	32
12	304,8	50
14	355,6	60
16	406,4	90
18	457,2	130
20	508,0	170
22	558,8	300
24	609,6	550

Tabla 4.1 Costos de Tuberías

El procedimiento consiste en aplicar ambas instancias en el programa EPANET, registrar los resultados, luego se procede a involucrar ambas instancias en nuestro modelo, con lo que se obtienen en general las siguientes tablas comparativas:

Las siguientes tablas muestran los resultados de la aplicación del ejercicio del Libro Elementos de Diseño para acueductos y alcantarillados.

Elementos de Diseño para acueductos y alcantarillados, en Epanet y en el modelo, pudiéndose notar los datos obtenidos de presión en los Nodos, caudal y velocidad en las tuberías y las variaciones porcentuales que resultan de comparar los resultados del Modelo con el ejercicio del Libro (Hardy-Cross) y con Epanet:

Tramo	Epanet (1)		Modelo		Libro (2)		Variación Porcentual (1)		Variación Porcentual (2)	
	Q (LPS)	V (m/s)	Q (LPS)	V (m/s)	Q (LPS)	V (m/s)	Q	V	Q	V
1 - 2	16,41	0,9	16,6521	0,912873	17,3	0,86	1,45%	1,41%	3,75%	5,79%
1 - 3	40,79	0,81	40,5479	0,800222	40,0	0,75	0,59%	1,21%	1,35%	6,28%
2 - 3	21,75	0,67	21,3543	0,658488	20,3	0,60	1,82%	1,72%	4,94%	8,88%
2 - 5	25,16	0,78	25,0064	0,771106	24,6	0,72	0,61%	1,14%	1,63%	6,63%
3 - 4	7,14	0,88	7,2936	0,899629	7,7	0,83	2,11%	2,18%	5,28%	7,74%
4 - 5	13,36	0,73	13,2064	0,723978	12,8	0,64	1,15%	1,82%	3,08%	11,60 %

Tabla 4.2 Resultados comparativos de caudal y velocidad, instancia del Libro

Nodo No.	Cota (m)	Demanda (LPS)	Presión (mca)			Variación Porcentual (1)	Variación Porcentual (2)
			Epanet (1)	Modelo	Libro (2)		
1	42,55	0	18,64	18,64	18,64	0,00%	0,00%
2	41,60	13	18,12	18,12	18,4	0,00%	1,52%
3	41,71	11,9	18,59	18,58	18,6	0,05%	0,11%
4	40,51	11,8	17,45	17,46	18,1	0,06%	3,54%
5	40,88	20,05	18,06	18,07	18,4	0,06%	1,79%

Tabla 4.3 Resultados comparativos de presión, instancia del Libro

Las siguientes tablas muestran los resultados de la aplicación de la instancia del documento técnico: Diseño de Redes de Distribución de Agua. Documento de Trabajo. DW-DT-030-2003, en Epanet y en el modelo, pudiéndose notar los datos obtenidos de presión en los Nodos, caudal y velocidad en las tuberías y las variaciones porcentuales que resultan de comparar los resultados del Modelo con el ejercicio del Documento y con Epanet:

Tramo	Epanet (1)		Modelo		Dr. Velásquez (2)		Variación Porcentual (1)		Variación Porcentual (2)	
	Q (LPS)	V (m/s)	Q (LPS)	V (m/s)	Q (LPS)	V (m/s)	Q	V	Q	V
1-2	141,96	1,43	142,111	1,43091	142,13	-	0,106%	0,06%	0,013%	-
1-4	141,44	1,42	141,289	1,42263	141,27	-	0,107%	0,18%	0,013%	-
2-3	96,65	0,97	96,7205	0,973877	96,73	-	0,07%	1,19%	0,009%	-
2-5	12,02	0,66	12,0907	0,662812	12,11	-	0,58%	0,39%	0,159%	-
3-6	4,95	0,61	5,02	0,6192476	5,03	-	1,39%	0,014%	0,199%	-
4-5	113,64	1,14	113,489	1,1427	113,47	-	0,133%	0,24%	0,017%	-
5-6	50,65	1,00	50,5795	0,998197	50,57	-	0,139%	0,18%	0,019%	-

Tabla 4.4 Resultados comparativos de caudal, instancia Dr. Velásquez

Nodo No.	Cota (m)	Demanda (LPS)	Presión (mca)			Variación Porcentual (1)	Variación Porcentual (2)
			Epanet (1)	Modelo	Dr. Velásquez (2)		
1	155	27,8	54,95	55	53,222	0,091%	3,233%
2	155	33,3	45,20	45,82	42,7700	1,353%	6,657%
3	165	91,7	32,93	33,77	30,1284	2,487%	10,784%
4	160	27,8	40,23	40,87	37,8400	1,566%	7,414%
5	150	75	47,14	48,11	44,2667	2,015%	7,988%
6	160	55,6	33,54	34,93	30,7700	3,979%	11,91%

Tabla 4.5 Resultados comparativos de presión, instancia Dr. Velásquez

La siguiente tabla comparativa muestra los resultados de la misma aplicación anterior, desarrollada por Alperovits y Shamir (1977), Montesinos y colaboradores (1996), Dr. Jesús Velásquez (2002) y el Modelo de este trabajo (2007), incluyendo costos, metodología y tiempos de solución:

Tubería No.	Alperovits y Shamir (1977)		Montesinos y Colaboradores (1966)	Dr. Velásquez (2002)	Modelo (2007)
	L (m)	D (pulg.)	D (pulg)	D (pulg)	D (pulg)
Tanque - 1	256	20	20	18	0
	744	18			
1 - 2	1000	18	16	14	11
	0	0			
1 - 4	996,38	8	10	14	11
	3,62	6			
2 - 3	1000	16	16	14	12
	0	0			
2 - 5	319,38	8	4	6	6
	680,62	6			
3 - 6	784,94	12	10	4	4
	215,06	10			
4 - 5	1000	6	8	14	12
	0	0			
5 - 6	990,93	6	3	10	10
	9,07	4			
COSTO INICIAL	497.525		456.000	429.000	251.000
DIFERENCIA POR TUBERIA T - 1	140.240		170.000	130.000	
COSTO REAL	357.285		286.000	299.000	251.000
METODOLOGIA DE SOLUCION	PROGRAMACION LINEAL		ALGORITMO GENETICO	MIP	ALGORITMO GENETICO
TIEMPO DE SOLUCION (seg)	-		-	6,68	4,703

Tabla 4.6 Resultados comparativos instancias Alperovitz, Montesinos, Dr. Velásquez y Modelo [3]

CAPITULO V

APLICACIÓN DEL MODELO A LA EMPRESA DE AGUA POTABLE ECAPAD

5.1 DATOS TECNICOS DE REDES CANTON DURAN

El Cantón Duran posee los siguientes datos técnicos de las redes de Agua Potable:

- Área Urbana: 5.865,50 Ha.
- Población: 242.312 habitantes
- Densidad Poblacional 41 hab./Ha
- Usuarios Registrados 31.749
- Dotación Per cápita 0,123 metros cúbicos/hab./día
- Demanda 29.804,38 metros cúbicos/día
- Longitud total de tubería 327,09 Km.

Material	Diámetro (mm)	Longitud (m)
PVC	63	1837
	90	141,50
	110	25,42
	160	18,61
	200	5,93
	250	8,54
	305	2,36
	355	2,59
	400	1,86

Tabla 5.1 Detalle de Red PVC Cantón Duran

Material	Diámetro (pulg)	Longitud (m)
A.C.	3	41,91
	4	5,67
	6	11,39
	8	0,81
	10	0,44
	12	2,67
	14	1,55
	16	1,89
	20	8,00
	24	1,50

Tabla 5.2 Detalle de Red A.C. Cantón Duran

Material	Diámetro (pulg)	Longitud (m)
H.F.	3	1,78
	4	0,06
	6	2,26
	11	7,28
	22	9,74

Tabla 5.3 Detalle de Red H.F. Cantón Duran

Material	Diámetro (pulg)	Longitud (m)
H.D.	8	4,70
	24	0,22

Tabla 5.4 Detalle de Red H.D. Cantón Duran

Longitud Total: 327,09 Km.

5.2 APLICACIÓN DEL MODELO Y RESULTADOS

El siguiente diagrama muestra la red de la Ciudadela Abel Gilbert escogida para la aplicación del modelo:

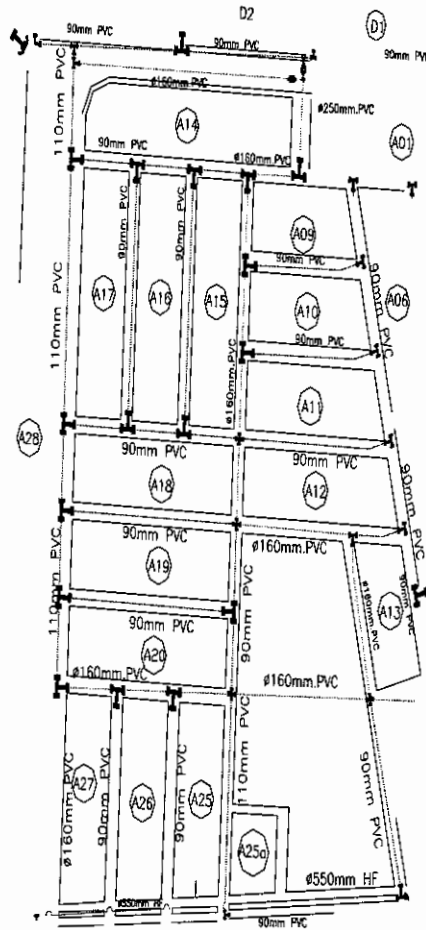


Figura 5.1 Red de Ciudadela Abel Gilbert escogida para la aplicación del Modelo

Se procede a aplicar Epanet a la red escogida para el trabajo, así como se lleva a cabo la aplicación del mismo al modelo en primera instancia (Hardy-Cross), los resultados se muestran a continuación:

Tabla 5.5 Resultados comparativos de caudal y velocidad, instancia Duran

Tramo	Diámetro (pulg.)	Epanet		Modelo (Hardy-Cross)		Variación Porcentual	
		Q (LPS)	V (m/s)	Q (LPS)	V (m/s)	Q	V
1 - 2	20	11,61	0,06	11,676	0,058	0,57%	3,33%
1 - 4	6	11,14	0,61	11,073	0,6070	0,60%	0,49%
2 - 3	20	4,03	0,02	4,070	0,0200	0,98%	0,00%
2 - 5	4	4,58	0,56	4,605	0,5680	0,54%	1,41%
3 - 6	3	2,53	0,55	2,570	0,5637	1,56%	2,43%
4 - 5	6	5,64	0,31	5,503	0,3016	2,43%	2,71%
4 - 7	4	5,01	0,62	5,070	0,6254	1,18%	4,06%
5 - 6	6	7,30	0,40	7,151	0,3920	2,04%	2,00%
5 - 8	3	2,17	0,48	2,207	0,4840	1,68%	0,83%
6 - 9	6	8,57	0,47	8,471	0,4644	1,16%	1,19%
7 - 8	3	0,51	0,11	0,520	0,1141	1,92%	3,59%
7 - 10	4	3,50	0,43	3,549	0,4378	1,38%	1,78%
8 - 9	6	6,57	0,36	6,471	0,3547	1,51%	1,47%
8 - 11	6	8,50	0,47	8,450	0,4632	0,06%	1,45%
10 - 11	6	0,06	0,01	0,209	0,0459	71,3%	78,2%
10 - 13	4	2,94	0,36	2,840	0,3503	3,40%	2,69%
11 - 12	6	7,06	0,39	7,159	0,3925	1,38%	0,64%
12 - 14	6	4,56	0,25	4,659	0,2554	2,12%	2,11%
13 - 14	6	1,06	0,06	1,159	0,0635	8,54%	5,51%

Nodo No.	Cota (m)	Demanda (LPS)	Presión (mca)		Variación Porcentual
			Epanet	Modelo (Hardy-Cross)	
1	5	-22,75	2,00	2,000	0,00%
2	5	3,00	2,00	1,999	0,05%
3	5	1,50	2,00	1,999	0,05%
4	5	0,50	1,79	1,821	1,70%
5	5	0,75	1,73	1,764	1,93%
6	5	1,25	1,64	1,692	3,07%
7	5	1,00	1,75	1,578	9,83%
8	5	0,75	1,49	1,559	4,42%
9	5	2,00	1,55	1,612	3,85%
10	5	0,50	1,43	1,501	4,73%
11	5	1,50	1,43	1,506	5,05%
12	5	2,50	1,39	1,477	5,89%
13	5	4,00	1,38	1,458	5,35%
14	5	3,50	1,37	1,462	6,29%

Tabla 5.6 Resultados comparativos de presión, instancia Duran

Costo de tuberías bajo estas condiciones (datos iniciales): **50.894**

Luego de aplicar el Algoritmo Genético, en búsqueda de la solución óptima, se obtiene la siguiente información:

Tabla 5.7 Resultados comparativos de caudal y velocidad (optimizados),

Tramo	Diámetro (pulg.)	Epanet		Modelo		Variación Porcentual	
		Q (LPS)	V (m/s)	Q (LPS)	V (m/s)	Q	V
1 - 2	5	10,67	0,84	10,655	0,8411	0,14%	0,13%
1 - 4	5	12,08	0,95	12,094	0,9547	0,12%	0,49%
2 - 3	5	3,69	0,29	3,695	0,2917	0,14%	0,58%
2 - 5	4	3,98	0,49	3,960	0,4884	0,50%	0,32%
3 - 6	3	2,19	0,48	2,195	0,4813	0,23%	0,23%
4 - 5	5	5,68	0,45	5,630	0,4445	0,88%	1,11%
4 - 7	4	5,90	0,73	5,963	0,7355	1,06%	0,75%
5 - 6	5	6,52	0,51	6,425	0,5072	1,46%	0,55%
5 - 8	3	2,39	0,52	2,416	0,5297	1,08%	1,83%
6 - 9	6	7,46	0,41	7,370	0,4040	1,21%	1,46%
7 - 8	3	0,89	0,19	0,909	0,1995	2,09%	4,76%
7 - 10	4	4,02	0,50	4,05	0,4999	0,74%	0,20%
8 - 9	6	5,46	0,30	5,370	0,2944	1,65%	1,87%
8 - 11	6	7,98	0,44	7,946	0,4356	0,43%	1,00%
10 - 11	3	0,35	0,08	0,444	0,0974	21,2%	17,9%
10 - 13	4	3,17	0,39	3,109	0,3834	1,92%	1,69%
11 - 12	6	6,83	0,37	6,890	0,3777	0,87%	2,04%
12 - 14	6	4,33	0,24	4,390	0,2407	1,37%	0,29%
13 - 14	6	0,83	0,05	0,890	0,0488	6,74%	2,40%

Nodo No.	Cota (m)	Demanda (LPS)	Presión (mca)		Variación Porcentual
			Epanet	Modelo	
1	5	-22,75	2,00	2,000	0,00%
2	5	3,00	1,44	1,520	5,26%
3	5	1,50	1,33	1,428	8,96%
4	5	0,50	1,40	1,487	5,85%
5	5	0,75	1,23	1,343	8,41%
6	5	1,25	1,06	1,199	11,6%
7	5	1,00	1,02	1,159	11,9%
8	5	0,75	0,94	1,100	14,5%
9	5	2,00	0,99	1,137	12,9%
10	5	0,50	0,99	1,061	6,69%
11	5	1,50	0,89	1,053	15,5%
12	5	2,50	0,86	1,026	16,2%
13	5	4,00	0,84	1,010	16,8%
14	5	3,50	0,84	1,013	17,1%

**Tabla 5.8 Resultados comparativos de presión (optimizados), instancia
Cantón Duran**

Costo de Tuberías Optimizado: **17.021**

Tiempo total de ejecución: **580,9 segundos**

CAPITULO VI

EJEMPLO DE PLANIFICACION ESTRATEGICA

6.1 PROBLEMATICA

En un horizonte de 15 años la empresa ECAPAD ha planificado el levantamiento total de la Red de Distribución de agua de la ciudadela Abel Gilbert, basado en los datos históricos que han aportado los análisis realizados al denominado centro de Duran o Duran viejo y al estimado de vida útil de las tuberías de distribución de agua; según el criterio aplicado para estimar la demanda se considera un incremento de 2,5 veces la demanda y según la experiencia del manejo de fondos en relación con los aportes gubernamentales se estima contar con un presupuesto tal que permita distribuir el proceso de reemplazo en cuatro partes a lo largo de los 15 años, es decir, se debe realizar reemplazo parcial de las tuberías en cuatro periodos: 0-3 años, 4-7 años, 8-11 años, 12-15 años, y en cada periodo se debe prever que el nivel de servicio de agua potable se debe mantener por lo menos a medio metro de columnas de agua de presión.

6.2 PROCESO DE EJECUCION

El proceso para realizar esta planificación es la siguiente:

- 1.- Realizar el calculo de la red tendida en lo que concierne a presiones, caudales, velocidades y costos; los costos utilizados son unidades monetarias referenciales.
- 2.- Aplicar el algoritmo realizado en este trabajo y obtener una mejor solución.

3.- Elegir las mallas a cambiarse en las 4 etapas teniendo en cuenta que estas se levantarán por mallas en forma contigua, es decir no se puede elegir un tramo de una malla y otro tramo de una malla muy lejana para el cambio.

Esta elección se realiza de acuerdo a las longitudes de las tuberías a cambiarse tal que en cada etapa la longitud a cambiarse sea más o menos equilibrada, y que este cambio mantenga el servicio.

4.- El reemplazo de tuberías no está condicionado al diámetro de tubería, es decir, si en el modelaje resulta que se tiene que reemplazar una tubería de 6 pulgadas por otra de 6 pulgadas, de igual forma hay que reemplazarla porque hay que tomar en cuenta el hecho de que no solo el trabajo de la planificación del reemplazo de las tuberías está basado en la demanda futura del sector sino también en la vida útil de la tubería.

6.3 REALIZACION DE CALCULOS Y PROCESO DE OPTIMIZACION UTILIZANDO EPANET Y EL ALGORITMO GENETICO

En base al criterio ya indicado, se muestra a continuación la demanda actual y la demanda estimada a 15 años, longitudes de arcos de la red piloto, distribución de la demanda en los cuatro periodos de análisis (incremento estimado en forma lineal):

Demanda Actual (LPS)	Demanda Futura (LPS)
-22.75	-56.875
3	7.5
1.5	3.75
0.5	1.25
0.75	1.875
1.25	3.125
1	2.5
0.75	1.875
2	5
0.5	1.25
1.5	3.75
2.5	6.25
4	10
3.5	8.75

Tabla 6.1 Demandas actual y futura

Arcos	Longitud (m)
{1, 2}	92
{1, 4}	78
{2, 3}	125
{2, 5}	72
{3, 6}	68
{4, 5}	90
{4, 7}	62
{5, 6}	70
{5, 8}	60
{6, 9}	57
{7, 8}	94
{7, 10}	38
{8, 9}	62
{8, 11}	38
{10, 11}	94
{10, 13}	32
{11, 12}	28
{12, 14}	32
{13, 14}	122

Tabla 6.2 Longitudes de arcos de la red piloto

Demanda (LPS)			
0-3 años	4-7 años	8-11 años	12-15 años
-31.28125	-39.8125	-48.34375	-56.875
4.125	5.25	6.375	7.5
2.0625	2.625	3.1875	3.75
0.6875	0.875	1.0625	1.25
1.03125	1.3125	1.59375	1.875
1.71875	2.1875	2.65625	3.125
1.375	1.75	2.125	2.5
1.03125	1.3125	1.59375	1.875
2.75	3.5	4.25	5
0.6875	0.875	1.0625	1.25
2.0625	2.625	3.1875	3.75
3.4375	4.375	5.3125	6.25
5.5	7	8.5	10
4.8125	6.125	7.4375	8.75

Tabla 6.3 Distribución de la demanda en los cuatro periodos de análisis

Para esta planificación, en cuanto a costos se maneja la misma referencia que en todos los cálculos expuestos en el presente trabajo, es decir, el costo de tuberías en unidades monetarias aplicado en el trabajo de investigación de Alperovits y Shamir:

Costos	
Diámetros (pulg.)	Unidades Monetarias
1	2
2	5
3	8
4	11
5	15
6	16
7	21
8	23
9	30
10	32
11	46
12	50
13	58
14	60
15	82
16	90
17	120
18	130
19	160
20	170
21	267
22	300
23	487
24	550

Tabla 6.4 Costo de tuberías en unidades monetarias referenciales

A continuación se procede a verificar la situación actual de la red piloto tanto en Epanet como en el modelo, obteniéndose los siguientes resultados:

Demanda Inicial (LPS)	Nodos	Presión (mca)		Porcentaje de Variación
		Epanet	Inicio	
-22.75	1	2	2	0%
3	2	2	1.99933538	0%
1.5	3	2	1.99920677	0%
0.5	4	1.79	1.81943767	2%
0.75	5	1.73	1.76221175	2%
1.25	6	1.64	1.69130595	3%
1	7	1.51	1.57946935	4%
0.75	8	1.49	1.5578182	4%
2	9	1.55	1.61098227	4%
0.5	10	1.43	1.50406034	5%
1.5	11	1.43	1.50435592	5%
2.5	12	1.39	1.47632707	6%
4	13	1.37	1.45840307	6%
3.5	14	1.38	1.46205911	6%

Tabla 6.5 Resultados comparativos de presión, situación actual

Arcos	Long. (m)	Diam. (pulg.)	Diam. (mm.)	Modelo		Epanet		Diferencias	
				Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.
{1, 2}	92	20	508	11.6825	0.0576	11.61	0.06	1%	4%
{1, 4}	78	6	152.4	11.0675	0.6067	11.14	0.61	1%	1%
{2, 3}	125	20	508	4.0738	0.0201	4.03	0.02	1%	0%
{2, 5}	72	4	101.6	4.6087	0.5685	4.58	0.65	1%	13%
{3, 6}	68	3	76.2	2.5738	0.5644	2.53	0.55	2%	3%
{4, 5}	90	6	152.4	5.5213	0.3027	5.64	0.31	2%	2%
{4, 7}	62	4	101.6	5.0462	0.6224	5.01	0.62	1%	0%
{5, 6}	70	6	152.4	7.1666	0.3929	7.30	0.40	2%	2%
{5, 8}	60	3	76.2	2.2134	0.4853	2.17	0.48	2%	1%
{6, 9}	57	6	152.4	8.4904	0.4654	8.57	0.47	1%	1%
{7, 8}	94	3	76.2	0.5239	0.1149	0.51	0.11	3%	4%
{7, 10}	38	4	101.6	3.5223	0.4345	3.50	0.43	1%	1%
{8, 9}	62	6	152.4	6.4904	0.3558	6.57	0.36	1%	1%
{8, 11}	38	6	152.4	8.4777	0.4647	8.50	0.47	0%	1%
{10, 11}	94	6	152.4	0.0990	0.0054	0.06	0.01	39%	46%
{10, 13}	32	4	101.6	2.9233	0.3606	2.94	0.36	1%	0%
{11, 12}	28	6	152.4	7.0767	0.3879	7.06	0.39	0%	1%
{12, 14}	32	6	152.4	4.5767	0.2509	4.56	0.25	0%	0%
{13, 14}	122	6	152.4	1.0767	0.0590	1.06	0.06	2%	2%

Tabla 6.6 Resultados comparativos de caudal y velocidad, situación actual

Como ya se conoce en el desarrollo del presente trabajo el costo de tuberías para esta condición es el siguiente:

Costo	50894
--------------	--------------

Y en lo que se refiere al diámetro de las tuberías, luego del modelaje y la optimización respectiva, tenemos:

Diámetros (pulg.)
4
9
8
6
3
9
5
6
9
3
4
3
8
8
6
7
9
7
5

Tabla 6.7 Diámetro optimizado de tuberías

Con un costo de proyecto, en lo que se refiere a tuberías de:

Costo:	24085
---------------	--------------

6.4 ANALISIS DE LA PLANIFICACION POR ETAPAS

6.4.1 ETAPA 0 – 3 AÑOS

Una vez corrido Epanet y el modelo para esta etapa se obtienen los siguientes resultados:

Demanda Inicial (LPS)	Nodos	Presión (mca)		Error
		Epanet	0-3 años	
-31.2813	1	2	2	0%
4.125	2	2	1.99880326	0%
2.0625	3	2	1.99857164	0%
0.6875	4	1.62	1.67543117	3%
1.03125	5	1.5	1.57385666	5%
1.71875	6	1.35	1.44433917	7%
1.375	7	1.11	1.23462905	10%
1.03125	8	1.07	1.20480921	11%
2.75	9	1.18	1.30013614	9%
0.6875	10	0.95	1.07797382	12%
2.0625	11	0.96	1.11425386	14%
3.4375	12	0.95	1.10693859	14%
5.5	13	0.94	1.07312111	12%
4.8125	14	0.94	1.09398484	14%

Tabla 6.8 Resultados comparativos de presión, etapa 0 – 3 años

Arcos	Diam.	Diam.	Modelo		Epanet		Diferencias	
	(pulg.)	(mm.)	Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.
{1, 2}	20	508	16.053	0.0792	15.96	0.08	1%	1%
{1, 4}	6	152.4	15.226	0.8348	15.32	0.84	1%	1%
{2, 3}	20	508	5.5948	0.0276	5.54	0.03	1%	8%
{2, 5}	4	101.6	6.3289	0.7808	6.30	0.78	0%	0%
{3, 6}	3	76.2	3.5348	0.7752	3.47	0.76	2%	2%
{4, 5}	6	152.4	7.5223	0.4127	7.75	0.42	3%	2%
{4, 7}	4	101.6	7.0140	0.8650	6.89	0.85	2%	2%
{5, 6}	6	152.4	9.8274	0.5386	10.03	0.55	2%	2%
{5, 8}	3	76.2	3.0037	0.6585	2.99	0.65	0%	1%
{6, 9}	6	152.4	11.642	0.6381	11.78	0.65	1%	2%
{7, 8}	3	76.2	0.4427	0.0975	0.68	0.15	35%	35%
{7, 10}	4	101.6	5.1913	0.6406	4.83	0.6	7%	6%
{8, 9}	6	152.4	8.8922	0.4874	9.03	0.5	2%	3%
{8, 11}	6	152.4	11.308	0.6198	11.67	0.64	3%	3%
{10, 11}	6	152.4	0.6845	0.0376	1.24	0.07	45%	46%
{10, 13}	7	177.8	3.8168	0.1538	5.38	0.22	29%	30%
{11, 12}	9	228.6	9.9332	0.2419	8.37	0.2	16%	17%
{12, 14}	7	177.8	6.4932	0.2615	4.93	0.2	24%	24%
{13, 14}	5	127	1.6832	0.1326	0.12	0.01	93%	92%

Tabla 6.9 Resultados comparativos de caudal y velocidad, etapa 0 – 3 años

Nota: las tuberías marcadas en color rojo son aquellas que se reemplazan.

Longitud de tubería a cambiarse: **308 metros**

6.4.2 ETAPA 4 – 7 AÑOS

Una vez corrido Epanet y el modelo para esta etapa se obtienen los siguientes resultados:

Demanda Inicial (LPS)	Nodos	Presión (mca)		Error
		Epanet	4-7 años	
-39.84	1	2	2	0%
5.25	2	2	1.99816039	0%
2.63	3	2	1.99780574	0%
0.88	4	1.39	1.4825571	6%
1.31	5	1.23	1.34844549	9%
2.19	6	1.01	1.16087733	13%
1.75	7	1.06	1.19796499	12%
1.31	8	0.72	0.91625346	21%
3.50	9	0.76	0.94990469	20%
0.88	10	0.64	0.84543407	24%
2.63	11	0.67	0.86744204	23%
4.38	12	0.66	0.85781714	23%
7.00	13	0.63	0.83427144	24%
6.13	14	0.64	0.84238183	24%

Tabla 6.10 Resultados comparativos de presión, etapa 4 – 7 años

Arcos	Diam	Diam	Modelo		Epanet		Diferencias	
	(pulg.)	(mm.)	Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.
{1, 2}	20	508	20.2564	0.0999	20.12	0.10	1%	0%
{1, 4}	6	152.4	19.5836	1.0736	19.72	1.08	1%	1%
{2, 3}	20	508	7.0495	0.0348	6.96	0.03	1%	14%
{2, 5}	4	101.6	7.9569	0.9814	7.91	0.98	1%	0%
{3, 6}	3	76.2	4.4195	0.9691	4.33	0.95	2%	2%
{4, 5}	6	152.4	8.7532	0.4798	8.93	0.49	2%	2%
{4, 7}	5	127	9.9504	0.7855	9.91	0.78	0%	1%
{5, 6}	6	152.4	12.0840	0.6624	12.27	0.67	2%	1%
{5, 8}	3	76.2	3.3160	0.7271	3.25	0.71	2%	2%
{6, 9}	6	152.4	14.3136	0.7847	14.42	0.79	1%	1%
{7, 8}	4	101.6	4.4070	0.5436	4.43	0.55	1%	1%
{7, 10}	3	76.2	3.7934	0.8318	3.73	0.82	2%	1%
{8, 9}	8	203.2	10.8136	0.3335	10.92	0.34	1%	2%
{8, 11}	8	203.2	17.2266	0.5312	17.29	0.53	0%	0%
{10, 11}	6	152.4	3.0791	0.1688	3.17	0.17	3%	1%
{10, 13}	7	177.8	5.9924	0.2414	6.02	0.24	0%	1%
{11, 12}	9	228.6	11.5176	0.2806	11.49	0.28	0%	0%
{12, 14}	7	177.8	7.1376	0.2875	7.11	0.29	0%	1%
{13, 14}	5	127	1.0076	0.0795	0.98	0.08	3%	1%

Tabla 6.11 Resultados comparativos de velocidad y caudal, etapa 4 – 7 años

Nota: las tuberías marcadas en color rojo son aquellas que se reemplazan y las que se presentan marcadas en color azul son aquellas ya reemplazadas.

Longitud de tubería a cambiarse: **294 metros**

6.4.3 ETAPA 8 – 11 AÑOS

Una vez corrido Epanet y el modelo para esta instancia se obtienen los siguientes resultados:

Demanda Inicial (LPS)	Nodos	Presión (mca)		Error
		Epanet	8-11 años	
-48.35	1	2	2	0%
6.38	2	2	1.99761035	0%
3.19	3	2	1.99719458	0%
1.06	4	1.03	1.18837644	13%
1.59	5	0.96	1.13594303	15%
2.66	6	0.96	1.13464099	15%
2.13	7	0.9	0.96934657	7%
1.59	8	0.85	0.78338461	8%
4.25	9	0.85	0.78280252	8%
1.06	10	0.7	0.50069286	28%
3.19	11	0.76	0.71250208	6%
5.31	12	0.74	0.69125711	7%
8.50	13	0.68	0.49639031	27%
7.44	14	0.71	0.64863314	9%

Tabla 6.12 Resultados comparativos de presión, etapa 8 – 11 años

Arcos	Diam. (pulg.)	Diam. (mm.)	Modelo		Epanet		Diferencias	
			Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.
{1, 2}	20	508	23.3394	0.1152	23.30	0.11	0%	4%
{1, 4}	6	152.4	25.0106	1.3711	25.05	1.37	0%	0%
{2, 3}	20	508	7.6832	0.0379	7.64	0.04	1%	5%
{2, 5}	4	101.6	9.2762	1.1442	9.28	1.14	0%	0%
{3, 6}	3	76.2	4.4932	0.9853	4.45	0.98	1%	1%
{4, 5}	9	228.6	15.5056	0.3778	17.85	0.43	13%	12%
{4, 7}	5	127	8.4450	0.6667	6.14	0.48	27%	28%
{5, 6}	6	152.4	1.1065	0.0607	0.35	0.02	68%	67%
{5, 8}	9	228.6	22.0853	0.5381	25.89	0.63	15%	15%
{6, 9}	3	76.2	2.9398	0.6446	1.44	0.32	51%	50%
{7, 8}	4	101.6	2.0433	0.2520	1.49	0.18	27%	29%
{7, 10}	3	76.2	4.2717	0.9367	2.52	0.55	41%	41%
{8, 9}	8	203.2	1.3102	0.0404	2.81	0.09	53%	55%
{8, 11}	8	203.2	21.2283	0.6546	22.98	0.71	8%	8%
{10, 11}	6	152.4	0.3674	0.0201	5.16	0.28	93%	93%
{10, 13}	7	177.8	3.5791	0.1442	6.62	0.27	46%	47%
{11, 12}	9	228.6	17.6709	0.4305	14.63	0.36	17%	16%
{12, 14}	7	177.8	12.3609	0.4978	9.32	0.38	25%	24%
{13, 14}	5	127	4.9209	0.3885	1.88	0.15	62%	61%

Tabla 6.13 Resultados comparativos de caudal y velocidad, etapa 8 –11 años

Nota: las tuberías marcadas en color rojo son aquellas que se reemplazan y las que se presentan marcadas en color azul son aquellas ya reemplazadas.

Longitud de tubería a cambiarse: **277 metros**

6.4.4 ETAPA 12 – 15 AÑOS

Una vez corrido Epanet y el modelo para esta etapa se obtienen los siguientes resultados:

Demanda Inicial (LPS)	Nodos	Presión (mca)		Error
		Epanet	12-15 años	
-56.89	1	2	2.0000	0%
7.5	2	1.17	1.2835	9%
3.75	3	1.16	1.2743	9%
1.25	4	1.54	1.6008	4%
1.88	5	1.2	1.3057	8%
3.13	6	1.16	1.2748	9%
2.5	7	1.25	1.3494	7%
1.88	8	1.07	1.1952	10%
5	9	1.07	1.1908	10%
1.25	10	0.88	1.0253	14%
3.75	11	0.95	1.0879	13%
6.25	12	0.93	1.0681	13%
10	13	0.86	1.0063	15%
8.75	14	0.89	1.0352	14%

Tabla 6.14 Resultados comparativos de presión, instancia 12 – 15 años

Arcos	Diam.	Diam.	Modelo		Epanet		Diferencias	
	(pulg.)	(mm.)	Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.	Caudal	Veloc.
{1, 2}	4	101.6	7.3591	0.907	7.23	0.89	2%	2%
{1, 4}	9	228.6	49.530	1.2068	49.66	1.21	0%	0%
{2, 3}	8	203.2	3.6740	0.1133	3.62	0.11	1%	3%
{2, 5}	6	152.4	3.8149	0.2091	3.89	0.21	2%	0%
{3, 6}	3	76.2	0.0760	0.0167	0.13	0.03	42%	44%
{4, 5}	9	228.6	38.975	0.9496	39.23	0.96	1%	1%
{4, 7}	5	127	9.3050	0.7345	9.18	0.72	1%	2%
{5, 6}	6	152.4	4.6089	0.2527	4.62	0.25	0%	1%
{5, 8}	9	228.6	28.672	0.6986	28.84	0.70	1%	0%
{6, 9}	3	76.2	1.4029	0.3076	1.35	0.30	4%	2%
{7, 8}	4	101.6	3.1804	0.3923	3.16	0.39	1%	1%
{7, 10}	3	76.2	3.6246	0.7948	3.52	0.77	3%	3%
{8, 9}	8	203.2	3.5971	0.1109	3.65	0.11	1%	1%
{8, 11}	8	203.2	26.375	0.8133	26.48	0.82	0%	1%
{10, 11}	6	152.4	5.6235	0.3083	5.71	0.31	2%	1%
{10, 13}	7	177.8	7.9981	0.3221	7.98	0.32	0%	1%
{11, 12}	9	228.6	17.001	0.4142	17.02	0.41	0%	1%
{12, 14}	7	177.8	10.751	0.4330	10.77	0.43	0%	1%
{13, 14}	5	127	2.0019	0.1580	2.02	0.16	1%	1%

Tabla 6.15 Resultados comparativos de caudal y velocidad, etapa 12–15 años

Nota: las tuberías marcadas en color rojo son aquellas que se reemplazan y las que se presentan marcadas en color azul son aquellas ya reemplazadas.

Longitud de tubería a cambiarse: **435 metros**

Adicionalmente se puede observar que por la tubería {3, 6} prácticamente no fluye agua, razón por la cual puede ser prácticamente desestimada del diseño y podemos presentar una propuesta alternativa bajo este escenario que sería la siguiente:

Arcos	Diámetros (pulg.)	Diámetros (mm.)	Epanet	
			Caudales	Velocidad
{1, 2}	4	101.6	7.23	0.89
{1, 4}	9	228.6	49.66	1.21
{2, 3}	8	203.2	3.75	0.12
{2, 5}	6	152.4	4.02	0.22
{3, 6}				
{4, 5}	9	228.6	39.22	0.96
{4, 7}	5	127	9.18	0.72
{5, 6}	6	152.4	4.5	0.25
{5, 8}	9	228.6	28.83	0.7
{6, 9}	3	76.2	1.37	0.3
{7, 8}	4	101.6	3.16	0.39
{7, 10}	3	76.2	3.52	0.77
{8, 9}	8	203.2	3.63	0.11
{8, 11}	8	203.2	26.48	0.82
{10, 11}	6	152.4	5.71	0.31
{10, 13}	7	177.8	7.98	0.32
{11, 12}	9	228.6	17.02	0.41
{12, 14}	7	177.8	10.77	0.43
{13, 14}	5	127	2.02	0.16

Tabla 6.16 Propuesta alternativa

Con lo cual se obtiene el siguiente costo y longitud de tubería a reemplazar:

Costo:	23541
---------------	--------------

Longitud de tubería a cambiarse: **367 metros**

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- 6.1.1** El método de Hardy_Cross, llamado también de relajamiento o de pruebas y errores controlados, empleado para obtener la solución del problema, previa al proceso de optimización con el algoritmo genético, es un método iterativo, cuya convergencia, que es bastante rápida, depende de los caudales de hipótesis iniciales.
- 6.1.2** La teoría de redes presurizadas hidráulicas involucra una serie de ecuaciones de tipo empírica, tales como las que representan las pérdidas de carga, factores de fricción, etc., las cuales por su propia naturaleza son muy sensibles a pequeñas variaciones, por tal motivo no debe ser causa de sorpresa ni de preocupación el hecho de encontrar bajo los mismos datos iniciales en cualquier aplicación del modelo planteado, diferencias en los resultados; las mismas que dependen básicamente de muchos coeficientes y diferentes formulaciones.
- 6.1.3** Se ha podido notar durante la preparación, desarrollo y ejecución de este trabajo que las variaciones anotadas en el numeral anterior se presentan mucho mas magnificadas cuando los datos de demanda, longitudes de líneas, etc. son relativamente pequeños en magnitud, a diferencia de los resultados comparativos encontrados en las instancias ya resueltas referidas a los documentos científicos que han soportado este trabajo y que han podido ser mejorados, en los cuales debido a la gran magnitud de

sus datos iniciales la variación porcentual del error es muy poco significativa.

- 6.1.4** En cuanto a la consideración del modelo es importante concluir que las variaciones porcentuales presentadas en todas las comparaciones realizadas en este trabajo, dependen en su gran mayoría de que el modelo no considera ciertos factores como la disipación de calor en las tuberías y las pérdidas producidas en elementos como uniones y codos en las tuberías, de todas formas se ha demostrado en el desarrollo de las aplicaciones que en todo caso estas diferencias apenas alcanzan el orden de las décimas.
- 6.1.5** El Algoritmo Genético empleado en la estructura del modelo es recomendable utilizarlo en su aplicación en no más de diez generaciones, situación que parecería contraproducente para la gran mayoría de los algoritmos genéticos. La razón radica en el hecho de que nuestro algoritmo genético el cruce se lo realiza entre elementos de la población definidos como aptos y no aptos, es decir, se caracteriza porque toma elementos factibles y no factibles, lo que hace que la convergencia del problema sea mucho mas rápida.
- 6.1.6** También parecería contraproducente el hecho de que a pesar de la característica anotada, nuestro modelo se haya tomado 580,9 segundos en tiempo total de ejecución del problema práctico de un sector de la Ciudadela Abel Gilbert de Duran, a pesar de ser tan pequeño el numero de generaciones considerado, esto se debe a que antes de la selección de la nueva generación, el efecto estándar de la mutación ha sido cambiado intencionalmente por un algoritmo tipo glotón (greedy) el cual transforma al individuo; si este es apto, entonces se toma un alelo (tubería) y se lo hace mas pequeño, y también con los no aptos hasta que la situación sea

la contraria, lo que redundaría en que se pueda llegar a los límites de la condición deseada.

- 6.1.7** En lo que respecta a la aplicación de nuestro modelo a las instancias ya conocidas y consideradas en este trabajo, podemos concluir que como se puede observar en las tablas respectivas, en las variaciones porcentuales de las comparaciones, el modelo funciona con mucha precisión y confiabilidad tanto al relacionarlas con Epanet como también con las instancias del libro de Elementos de Diseño para acueductos y alcantarillados, como con el documento técnico de Diseño de Redes de Distribución de Agua.
- 6.1.8** En cuestiones de comparación con instancias ya conocidas y resueltas hace mucho tiempo, la conclusión más relevante está dada por la mejoría que logra nuestro modelo en lo que se refiere a costo de tuberías en el proyecto tipo, en comparación con las soluciones obtenidas por Alperovits y Shamir (1977), Montesinos y colaboradores (1996), y Dr. Jesús Velásquez (2002), con lo que se logra obtener un costo optimizado de 215.000 unidades monetarias y un tiempo de ejecución de la primera instancia (sin optimizar) de 4,703 segundos.
- 6.1.9** En lo que respecta a la aplicación práctica más importante de nuestro trabajo, se decidió en conjunto con el personal técnico de ECAPAD tomar como referencia una de las más importantes mallas del sector de la Ciudadela Abel Gilbert para desarrollar la aplicación del modelo, basados en el conocimiento del sistema de distribución y en la precisión demostrada del modelo. Se obtuvo un interesante resultado ya que al correr la instancia de solución con el método de Hardy-Cross (datos iniciales) y compararla con el resultado obtenido al aplicar el modelo, se obtiene un beneficio económico que bordea una proporción de ahorro de 3 a 1 y una interesante propuesta de rediseño de tuberías que se pudo

demostrar se encuentran sobredimensionadas para la aplicación respectiva.

6.1.10 Se constituyo para este trabajo en una herramienta invaluable el hecho de disponer del plano digital de toda la red de distribución de agua potable del cantón Duran, lo que acompañado a la disponibilidad de la información técnica proporcionada por el personal de ECAPAD, determinó que la aplicación del Modelo sea realmente importante y determinante para la toma estratégica de decisiones en situaciones tipo como la planteada en el presente trabajo.

6.2 RECOMENDACIONES

- 6.2.1** El Gobierno de Estados Unidos de Norteamérica invirtió una fuerte cantidad de dinero para desarrollar el software denominado EPANET, el cual es distribuido de manera gratuita y por lo tanto es utilizado por la gran mayoría de municipios en los países de América Latina, como referente de los cálculos de diseños de redes y realización de simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de suministro a presión. En este trabajo se presenta y utiliza una herramienta similar, la cual puede ser desarrollada con mucha mas calidad en lo que se refiere a la presentación de resultados y fácil interacción con el usuario, siendo posible su difusión avalada y representada por ESPOL.
- 6.2.2** La herramienta desarrollada y presentada en este trabajo permite la inclusión de un sistema integrado que pueda realizar cálculos para redes tipo mixtas (ramificadas y malladas) y la detección de perdidas, ya se por fugas o por pérdidas negras, por lo que su aplicación se vuelve recomendable para Empresas que estén comprometidas con el mejoramiento continuo de su gestión, basados en estos importantes puntos de ahorro y control.
- 6.2.3** La representativa relación de ahorro, rediseño de redes de distribución, ahorros relacionados con instalaciones de la mismas y lo amigable de la interfase hacen que este modelo sea una herramienta recomendable para toda empresa distribuidora de agua potable; obviamente en lo que respecta a la aplicación practica desarrollada en este trabajo la recomendación directa y natural va dirigida a la administración de

ECAPAD ya que fue una parte de su red la analizada y comparada con nuestro modelo en función de los resultados siempre manejados por sus funcionarios y realizados normalmente en Epanet.

- 6.2.4** Implementar en el programa la búsqueda de soluciones buenas con la topología de la red variable, es un proceso que tomaría mucho tiempo de ejecución, pero se lo puede realizar a partir de nuestra propuesta es decir, continuar haciendo una heurística muy sencilla, partir de una topología completa de la red y luego de “optimizar”, tomar la tubería de menor velocidad y suprimirla. Algo parecido acontece en el plan de cambio de tuberías planteado en nuestro trabajo.
- 6.2.5** Ampliar la información del paquete realizado, de tal manera que cualquier estudiante pueda usarlo, para esto hace falta ingresar ayudas en el software Mathematica, ejemplos y descripción de cada función, de tal manera que cuando alguien desee usarlo tenga todas las guías suficientes para hacer fácil su uso.

BIBLIOGRAFIA

[1] http://es.wikipedia.org/wiki/Algoritmos_gen%C3%A9ticos. Algoritmo genético-
Wikipedia, la Enciclopedia libre.

[2] German Hernández, Ph.D, Algoritmos Evolutivos. “XIV Jornadas en Estadística
Informática, ESPOL, Guayaquil, Ecuador, 2007.

[3] José Maria Velásquez Bermúdez, Danilo Abril Hernández, Germán Gavilán León,
Patricia Jaramillo Álvarez (2003), “Diseño de Redes de Distribución de Agua”.
DecisionWare.Ltda., Colombia. jvelasquez@decisionware-ltd.com

[4] Rafael Pérez García (1993), “Dimensionamiento óptimo de redes de distribución de
agua ramificadas considerando los elementos de regulación”. Tesis Doctoral.
Universidad Politécnica de Valencia. Departamento de Ingeniería Hidráulica y medio
Ambiente.

[5] Ricardo Alfredo López Cualla (2006), “Elementos de Diseño para acueductos y
alcantarillados”, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Segunda Edición.

[6] Shie-Yui Liong and Md. Atiquzzaman (2004), “Optimal Design of Water
Distribution Network using Shuffled Complex Evolution”, Journal of the Institution of
Engineers, Singapore. Vol. 44 Issue 1.

[7] Alperovitz y Shamir (1977), “Design of optimal water distribution systems, Water
Resources”. Research, Ago, Vol. 13, No. 6, p. 885-900.

[8] Área Mecánica de Fluidos. Departamento Tecnología. Universitat Jaume I
“Manual de Prácticas de Fundamentos de la Mecánica de Fluidos”. Practica 2:
Simulación de Redes Ramificadas.

[9] http://bases.colnodo.org.co/reloc/docs/ecuador/cendoc_ecuador02.htm. Estrategia para el manejo de los recursos hídricos del Ecuador documento borrador para Pre-talleres. Mayo de 1998.

[10] www.cnea.edu.ar/cac/ci/02_8cap5.pdf. Situación actual del Agua Potable en América Latina. Memoria Anual 2002.

[12] www.cnrh.gov.ec . Situación actual del agua Agua Potable en Ecuador. Consejo Nacional de Recursos Hídricos. 2003

[13] Lewis A. Rossman (2000), EPANET 2 USERS MANUAL, Water Supply and Water Resources Division. National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH 45268