

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL



BORRADOR DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL

MODELIZACIÓN DEL FLUJO DE AGUA EN TUBERÍAS MEDIANTE EL
MÉTODO DE PERTURBACIÓN

PRESENTADO POR:
EDGAR SÁNCHEZ HUAMÁN

ASESOR:
ING. EDMUNDO CANCHARI GUTIÉRREZ

24 DE DICIEMBRE DE 2014

**“MODELIZACIÓN DEL FLUJO DE AGUA EN TUBERÍAS MEDIANTE EL
MÉTODO DE PERTUBACIÓN”**

RECOMENDADO : 16 DE DICIEMBRE DE 2014


APROBADO : 22 DE DICIEMBRE DE 2014




.....
MSc. Ing. Carlos PRADO PRADO
(PRESIDENTE)



.....
Ing. Jaime BENDEZÚ PRADO
(MIEMBRO)




.....
Ing. Edmundo CANCHARI GUTIERREZ
(MIEMBRO)



.....
Ing. Floro N. YANGALI GUERRA
(SECRETARIO DOCENTE)

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 22 de diciembre de 2014, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. Edgar SANCHEZ HUAMAN, con la Tesis Titulado “**MODELIZACIÓN DEL FLUJO DE AGUA EN TUBERÍAS MEDIANTE EL MÉTODO DE PERTUBACIÓN**”, fue calificada con la nota de DIECISEIS (16) por lo que se da la respectiva APROBACION.



.....
MSc. Ing. Carlos PRADO PRADO
(PRESIDENTE)



.....
Ing. Jaime BENDEZÚ PRADO
(MIEMBRO)



.....
Ing. Edmundo CANCHARI GUTIERREZ
(MIEMBRO)



.....
Ing. Floro N. YANGALI GUERRA
(SECRETARIO DOCENTE)

Presentación

La presente tesis, tiene como objetivo principal la presentación de la aplicación e implementación de un método de solución directa en el diseño de sistemas de redes de tuberías para abastecimiento de agua potable, el método de la perturbación, satisfaciendo restricciones hidráulicas y comerciales, mediante una modelización del flujo permanente de agua en tuberías. Espero que su aplicación sirva a todos aquellos profesionales y estudiantes inmersos en la hidráulica.

EDGAR SÁNCHEZ HUAMÁN

SANCHEZCITO@HOTMAIL.COM

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

AYACUCHO, 24 DE DICIEMBRE DE 2014

Dedicatoria

A mi familia, quienes me apoyaron de manera incondicional en mi formación académica y a todas aquellas personas que luchan día a día para sacar adelante nuestra sociedad

Agradecimientos

- A la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, alma mater y orgullo de Ayacucho, donde recibí mi formación académica
- A todos los docentes de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Facultad de Ingeniería de Minas Geología y Civil, por los conocimientos transmitidos que contribuyeron de manera determinante en mi formación profesional
- A quienes más debo agradecer es a mi familia. En especial a mi Madre, Cirila Huamán, por brindarme todo su apoyo incondicional en las más diversas formas
- Y un agradecimiento especial a los Ingenieros y amigos Ing. Edmundo Canchari Gutiérrez, Ing. Jaime Leonardo Bendezú Prado, Ing. José Ernesto Estrada Cárdenas, Ing. Elmer Sulca Barrón que me acompañan, apoyan y caminan diariamente a mi lado
- Y a todas aquellas personas que de una u otra manera, colaboraron o participaron en la realización de esta investigación, hago extensivo mi más sincero agradecimiento.

Resumen

La presente Tesis desarrollada, trata de la aplicación e implementación de un método de solución directa en el diseño del sistema de redes en tuberías para abastecimiento de agua potable, satisfaciendo restricciones hidráulicas y comerciales, resolviendo así todos los métodos iterativos con resultados aproximados, efectuándose un análisis mediante el método de la perturbación, en donde los resultados fueron comparados con los obtenidos de un análisis mediante el programa comercial WaterCAD encontrándose resultados similares en todos los nudos (cotas piezométricas y presiones), así como también en las tuberías (Velocidades y Caudales).

Del mismo modo se ha desarrollado una hoja de cálculo desde MATHCAD para el análisis de sistemas de abastecimiento de agua mediante el método de perturbación, desde el cual es posible obtener directamente caudales y cotas piezométricas, indistintamente para redes de distribución de agua en cualesquiera de sus configuraciones posibles, donde las presiones obtenidas mediante el método de perturbación y el programa WaterCAD, donde se evidencia numéricamente pocas diferencias, ésta diferencia de presiones a nivel de diseño no influye mucho para la selección de la clase de las tuberías, es decir no tiene ninguna incidencia.

Índice general

Portada	I
Presentación	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Resumen	IV
Índice general	V
Índice de figuras	XIII
Índice de cuadros	XVI
Simbologías	XVIII
I INTRODUCCIÓN	1
1. INTRODUCCIÓN	2
1.1. Generalidades	2
1.2. Motivación de la investigación	4
1.3. Planteamiento del problema	4
1.3.1. Problema principal	10
1.3.2. Problema secundario	11

1.4. Justificación de la investigación	11
1.5. Objetivos de la investigación	12
1.5.1. Objetivo general	12
1.5.2. Objetivos Específicos	12
1.6. Organización del estudio	13
1.7. Metodología Aplicada	14
II MARCO TEÓRICO	16
2. FUNDAMENTACIÓN MATEMÁTICA DEL FLUJO EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	17
2.1. Formulación matemática del problema	17
2.1.1. Generalidades	17
2.1.2. Magnitudes empleadas en Hidráulica	18
2.1.2.1. Definiciones	19
2.1.3. Conceptos Básicos	20
La Hidráulica	21
Mecánica de Fluidos	22
2.2. Ecuaciones Fundamentales de la Hidráulica	22
2.2.1. Conservación de masa	22
2.2.2. Principio de la Energía	23
2.2.3. Cantidad de Movimiento	24
2.2.4. Energía y Líneas de Gradiente Hidráulica	25
2.3. Hidráulica de presiones	26
2.3.1. Definiciones.	26
2.3.2. Pérdida de cargas continuas	27
2.3.3. Fórmula simplificada	30
2.3.4. Pérdidas localizadas	32
2.3.5. Composición de tuberías a presión	33

2.4.	Métodos del análisis de redes de distribución	37
2.4.1.	Métodos Iterativos más Utilizados	37
2.4.2.	Método de la perturbación	38
2.4.2.1.	Generalidades	38
3.	REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA	42
3.1.	Linea de Aducción y red de distribución	42
3.1.1.	Consideraciones Básicas de Diseño	43
3.1.2.	Sistemas de Distribución de Agua Potable	44
3.1.2.1.	Sistema Abierto O Ramificado	44
3.1.2.2.	Sistema Cerrado o en Mallas	46
3.1.2.3.	Sistemas Mixtos	47
3.1.3.	Tipos de Redes de Distribución	47
3.1.4.	Cálculo de Los Caudales de Influencia de Los Nudos	48
3.1.5.	Cálculo de los Diámetros Iterativos de los Tramos	48
3.1.6.	Método de Seccionamiento	48
3.1.7.	Método de Longitudes Tributarias	49
3.1.8.	Método de Áreas Tributarias	50
3.1.9.	Conexiones de Servicio	53
3.2.	Presiones	53
3.3.	Linea de Conducción	56
3.3.1.	Criterios de Diseño	57
3.3.2.	Clase de Tubería	58
3.3.3.	Diámetros	61
3.3.4.	Estructuras Complementarias	61
3.3.4.1.	Válvulas de aire	61
3.3.4.2.	Válvulas de Purga	62
3.3.4.3.	Cámaras Rompe Presión	62
3.3.5.	Linea de gradiente Hidráulico	64

3.3.6.	Perdida de Carga	64
3.3.6.1.	Perdida de Carga Unitaria	64
3.3.6.2.	Presión y Cota Piezométrica	64
3.3.7.	Combinaciones de Tuberías	65
3.4.	Calculo de Caudales de Diseño y variaciones de Consumo	65
3.4.1.	Consumo Promedio Diario Anual (Q_m)	65
3.4.2.	Consumo Máximo Diario (Q_{md})	66
3.4.3.	Consumo Máximo Horario (Q_{mh})	67
3.4.4.	Consumo Máximo Maximorum (Q_{mm})	68

III MATERIALES Y MÉTODOS 70

4. ASPECTOS TÉCNICOS EN LA MODELIZACIÓN DE REDES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA 71

4.1.	Recopilación de Datos	71
4.1.1.	Aspectos Técnicos	71
4.1.1.1.	Calidad del Agua	71
4.1.1.2.	Condiciones Topográficas	73
4.1.1.3.	Condiciones Climáticas.	73
4.1.1.4.	Vías de Comunicación	73
4.1.2.	Aspectos sociales	74
4.1.2.1.	Servicios de Saneamiento, Salud y Educación.	74
4.1.2.2.	Actitud de los pobladores, Organización comunal, Disponibilidad de Apoyo	76
4.2.	Estudio Básico de Ingeniería	76
4.2.1.	Estudio Demográfico	76
4.2.1.1.	Estudio de la población	76
4.2.2.	Estudio Hidrológico	77
4.2.2.1.	Fuentes de Abastecimiento	77

4.2.3.	Estudio Sanitario	77
4.2.3.1.	Calidad de Agua	77
4.2.4.	Estudio Topográfico	77
4.2.4.1.	Levantamiento Topográfico	77
4.2.5.	Información Básica a Obtener en el trabajo de Campo	77
4.3.	Propiedades de los Materiales	78
4.3.1.	Tuberías	78
4.3.2.	Válvulas	78
4.3.3.	Accesorios	79
4.4.	Periodo de Diseño	79
4.4.1.	Definición	79
4.4.2.	Factores Determinantes	80
4.4.3.	Selección del periodo de Diseño	81
4.4.3.1.	Reglamentos Vigentes en la Zona del Proyecto	81
4.4.3.2.	Consideraciones Sobre los Reglamentos Utilizados en Proyecto	85
4.4.3.3.	Periodo Óptimo de Diseño	85
4.5.	Población de Diseño	86
4.5.1.	Definición	86
4.5.2.	Análisis Demográfico	87
4.5.3.	Reglamentos utilizados	88
4.5.4.	Método Analítico para Estimar la Población Futura	90
4.5.4.1.	Aritmético o Crecimiento Lineal	91
4.5.4.2.	Interés Simple	91
4.5.4.3.	Geométrico o Interés Compuesto	92
4.5.4.4.	Logarítmico o exponencial	92
4.5.4.5.	Progresión Geométrica	93
4.5.4.6.	Parábola de Segundo Grado	94
4.5.4.7.	Mínimos Cuadrados	94

4.6.	Dotación	97
4.6.1.	Factores Determinantes de Consumo y la dotación	98
4.6.2.	Demanda de Dotaciones	99
4.6.3.	Demanda contra Incendio - RNE	100
5.	MODELIZACIÓN NUMÉRICA	101
5.1.	Método de Perturbación	101
5.1.1.	Generalidades	101
5.1.2.	Solución mediante el método de la perturbación	102
6.	CASO DE ESTUDIO	110
6.1.	Generalidades	110
6.2.	Estudios preliminares	112
6.2.1.	Estimación Analítico de la Población futura	112
6.2.1.1.	Método aritmético	113
6.2.1.2.	Método geométrico	114
6.2.1.3.	Parabólico de 2do Grado	115
6.2.2.	Estimación de la Dotación	117
6.2.2.1.	Dotación por Habitantes	118
6.2.2.2.	Dotación por Manzaneo y área	120
6.2.3.	Demanda actual y Futura	122
6.2.3.1.	Consumo Medio Diario (Q_m)	122
6.2.3.2.	Consumo Máximo Diario (Q_d)	122
6.2.3.3.	Consumo Máximo Horario (Q_h)	123
6.2.3.4.	Caudal del Volumen de Reservorio (V_r)	123
6.2.4.	Levantamiento Topográfico	123
6.3.	Diseño de la Línea de Conducción Red de Aducción y Distribución . .	124
6.3.1.	Consideraciones del Diseño	124
6.3.2.	Línea de Conducción	125
6.3.3.	Red de Aducción y Distribución	125

6.4. Análisis del Flujo de Agua en redes de tuberías mediante el Método de la perturbación	127
6.4.1. Condiciones topográficas	128
6.4.2. Identificación de los nudos	128
6.4.3. Identificación las las tuberías	129
6.4.4. Demanda de agua en cada nudo	130
6.4.5. Propiedades de las tuberías	131
6.4.6. Reservorio	131
6.4.7. Análisis mediante el método de la perturbación	133
6.4.8. Diagrama de flujo	134
6.4.9. Resultados	136
6.4.10. Selección de las tuberías para su construcción	136
7. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	138
7.1. Resultados por el Método de la Perturbación	138
7.1.1. Resultados en los nudos	138
7.1.2. Resultados en las tuberías	139
7.1.3. Diseño del sistema de abastecimiento de agua	139
7.2. Análisis del sistema con un programa comercial	142
7.3. Comparación de resultados	144
7.3.1. Velocidades en las tuberías	145
7.3.2. Gradiente hidráulico	145
7.3.3. Presiones en los nudos	147
IV CONCLUSIONES	148
8. CONCLUSIONES	149
8.1. Recomendaciones	153
8.2. Trabajos futuros	153

Bibliografía	154
V ANEXOS	156
Anexo A. Método de la perturbación	157
Anexos	157
Anexo B. Método del gradiente hidráulico	164
Anexo C. PLANOS	177

Índice de figuras

2.1. Flujo de superficie libre -presión	21
2.2. Gráfica de línea de energía y gradiente hidráulica	26
2.3. Canal Rectangular y circular	26
2.4. Línea de presiones 1	33
2.5. Línea de presiones 2	34
2.6. Línea de presiones 3	35
2.7. Línea de presiones 4	35
3.1. Red de distribución de Agua	42
3.2. Red de distribución en sistema abierto	44
3.3. Red de distribución en Sistema Cerrado	46
3.4. Red de distribución en Sistema Mixto	47
3.5. Método de Seccionamiento	49
3.6. Método de Longitudes Tributarias	50
3.7. Método de Áreas Tributarias	50
3.8. Área tributaria del nudo	51
3.9. Energías de posición y presión	54
3.10. Equilibrio de presiones Dinámicas	55
3.11. Representación de la presión Final, Pérdida de Carga por Tramo y Línea de gradiente Hidráulica (L:G:H)	56
3.12. Oxidación de tubería	59
3.13. Selección de la clase de tubería para las presiones máximas de trabajo	61

3.14. Esquema de un sistema de Abastecimiento de Agua	63
3.15. Ubicación de Estructuras Complementarias en la Línea de Conduc- ción	63
3.16. Variaciones Diarias del Consumo K1	67
3.17. Variaciones Horarias del Consumo K2	68
3.18. Datos Básicos de Diseño / Dotación	69
3.19. Datos Básicos de Diseño/Variaciones de consumo	69
4.1. Evidencia Fotográfica de la Muestras del Río Cachi.	72
4.2. Se aprecia una pileta en Mollepata 1, ubicado a la altura del Jr. Huamanga.	74
4.3. Se aprecia el tipo de silo que se utiliza para evacuar sus desagües . . .	75
4.4. Normas y Requisitos Para los Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado	81
4.5. Reglamento Nacional de Construcciones Infraestructura Sanitaria Para Poblaciones Urbanas	82
4.6. Sedapal	82
4.7. Norma técnica de Abastecimiento de Agua Potable	83
4.8. SUNASS Superintendencia Nacional de Servicio de Saneamiento	83
4.9. Reglamento Nacional de Construcciones infraestructura Sanitaria Para la Poblaciones Urbanas Norma tecnica de edificacion s.100-ININVI DIC/1991	88
4.10. Normas y Requisitos Para Los Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Destinados a Localidades Urbanas	88
4.11. Calculo De La Población de Diseño	89
4.12. Coeficiente de Crecimiento Lineal por Departamento	89
4.13. SEDAPAL / Capitulo 3.1 Poblacion	90
4.14. SUNASS/ VolumenII: Normas Técnicas	90
6.1. Recorte periodístico de normas legales <i>Diario Oficial El Peruano</i> . . .	121

6.2. Imagen de Google Earth/Recorte periodístico.	124
6.3. Red de distribución de agua en una ciudad	126
6.4. Disposición de los lotes a ser abastecido por agua potable	128
6.5. Definición de los argumentos requeridos en <i>MATCAD</i>	133
6.6. Especificación de cota topográfica y demandas	134
6.7. Propiedades de las tuberías	134
6.8. resultados del análisis mediante el Método de la Perturbación	137
7.1. Polígonos de Thiessen	142
7.2. Reporte de resultados	143
7.3. Presiones obtenidos en los nudos	146
8.1. Presiones en los nudos	151
8.2. Diferencia de presiones WaterCAD y el Método de la Perturbación	152

Índice de cuadros

1.1. Evaluación de los métodos de análisis en sistemas de distribución de agua	4
2.1. Cuadro de Magnitudes	18
2.2. Propiedades físicas del agua	20
2.3. Factores α	32
2.4. Factores α	32
2.5. Válvula Mariposa	32
2.6. Válvula de compuertas planas	33
3.1. Obtención del caudal de demanda	51
3.2. Velocidad media más económica en tuberías	62
4.1. Resultados del análisis físico químicos	72
4.2. Fuentes de abastecimiento de agua	84
4.3. Factor de economía de escala (∞)	86
4.4. Tablas representativa	99
4.5. Dotación por el número de Habitantes	99
4.6. Dotación por Región	100
4.7. Dotación por Región	100
6.1. Cálculo de caudal Institucional	119
6.2. Cálculo de caudal domiciliario	119
6.3. Caudal institucional + domiciliario	119

6.4.	identificación de los nudos y su cota topográfica	129
6.5.	Identificación de las tuberías	130
6.6.	Demanda de agua potable en cada nudo del sistema	131
6.7.	Propiedades de las tuberías seleccionadas	132
7.1.	Resultados a nivel de nudo	139
7.2.	resultados a nivel de la tubería	140
7.3.	Clase y tubería seleccionada	141
7.4.	Velocidades obtenidos en las tuberías	144
7.5.	Gradiente hidráulico en los nudos considerados	145
7.6.	Presiones en los nudos	146
8.1.	Velocidades en las tuberías	150
8.2.	Presiones obtenido en los nudos	151
8.3.	Diferencia de presiones, WaterCAD y el Método de la Perturbación .	152

Simbologías

A superficie de la tubería.

A_c coeficiente de la matriz correspondiente a la ecuación de la continuidad.

A_e coeficiente de la matriz correspondiente a la ecuación de la energía.

C_j demanda de agua en el nudo j .

D diámetro de la tubería.

F fuerza.

J pérdida por unidad de longitud.

L longitud de la tubería.

P presión.

P_f población futura.

Q caudal que circula en la tubería.

Q_* h_* caudal y cota piezométrica normalizada, respectivamente.

Q_m consumo promedio diario anual.

Q_{in} caudal de ingreso.

Q_{max} caudal máximo.

Q_{md} consumo máximo diario.

Q_{mh} consumo máximo horario.

Q_{mm} consumo máximo maxumorum.

Q_{out} caudal de salida(demanda).

Re número de reynolds.

S vector unitario normal a la superficie externa.

V es la velocidad.

Z cota piezométrica.

ΔH diferencia de cotas piezométricas en los nudos.

α coeficiente de las cotas piezométricas.

α_m coeficiente de pérdida menor.

δ parámetro de perturbación.

γ peso específico del agua.

ν viscosidad.

f factor de fricción.

f facto de fricción de Darcy - Weisbach.

g gravedad.

h_p incremento de cota piezométrica en la bomba.

hab número de habitantes.

k rugosidad de la tubería.

l número de manzanas.

n_1 número de tuberías.

n_f número de reservorios.

n_j número de nudos.

p q r coeficientes de la ecuación de la bomba.

t tiempo.

x exponente de las cotas piezométricas.

Parte I

INTRODUCCIÓN

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

Los sistemas de abastecimiento de agua potable, son parte fundamental del bienestar y desarrollo de una población. Este servicio debe ser continuo las 24 horas; con la presión, cantidad y calidad satisfactoria. Su comportamiento es complejo y tienen una diversidad de componentes como extensas longitudes de tuberías (Primarias, secundarias, terciarias), estructuras de almacenamiento, estaciones de bombeo, válvulas de control y regulación, etcétera. Por lo que, los encargados de estos sistemas deben diseñar y operarlos, verificando el cumplimiento de las restricciones hidráulicas (Presión y velocidad) de acuerdo a lo establecido en las normas respectivas.

Debido a esta necesidad, de conocer el comportamiento hidráulico de los sistemas de distribución de agua, en el transcurso del tiempo, ha evolucionado la hidráulica de redes. Desde teorías para resolver un sistema cerrado de redes (Método de Hardy Cross 1936) hasta técnicas para optimizar el diseño y operación de los sistemas. Siendo una de ellas, la modelación hidráulica, técnica para el análisis hidráulico y calidad de agua, cuya interpretación de resultados la usaremos para planificar, diseñar y operar redes.

En paralelo, por el avance de la Informática se han desarrollado programas de cómputo, que son parte del modelamiento hidráulico, como herramientas para el análisis, simulación y diseño de redes de agua.

Es así, que actualmente existe una diversidad de programas para el modelamiento de redes de agua, desde los que son libres, caso LOOP, EPANET y otros, hasta los comerciales, como MIKE NET, PIPE2000, SARA, H20NET, Hammer, Optidesigner, Allievi, WaterCAD, WaterGEMS entre otros. Estos programas se diferencian por el sistema operativo (MS DOS, MS Windows, etcétera), interfase gráfica (GIS, CAD, propio u otro), componentes a modelar, cantidad de elementos a modelar (tuberías o nodos), tipos de análisis, diseño óptimo de redes (Automático o manual), calibración de modelos (Automático o manual), método de cálculo usado para balancear la red y otras características.

La optimización del diseño de redes de distribución de agua está referida a la selección de la mejor combinación de mínimo costo de los componentes del sistema, de tal forma que quedan satisfechas las demandas de agua y las restricciones de diseño.

La función objetivo depende de las restricciones, criterios de diseño y según del problema a resolver (ampliación, rehabilitación, nuevo diseño, operación). No existe una única función objetivo.

El problema de diseño óptimo de redes de distribución de agua se resume en la determinación de los valores para las variables involucradas, de tal forma que sea mínima la suma de los costos de inversión y de mantenimiento del sistema; cumpliendo con las diferentes restricciones de diseño a tener en cuenta.

1.2. Motivación de la investigación

Mi motivación en la presente investigación fue la obtención de una solución directa en el análisis y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.

Otra de mis motivaciones es la implementación de un software (MathCad) lo cual está centrado en la obtención de modelos matemáticos que puedan ser incluidos fácilmente en programas y con ello atender las necesidades básicas de saneamiento básico, garantizando el abastecimiento al cien por ciento de la población.

1.3. Planteamiento del problema

Entre las formulaciones y métodos de análisis para las redes de distribución de agua, existen métodos de soluciones directas e iterativas. Su clasificación de acuerdo a la evolución en el tiempo y de las herramientas existentes en un periodo dado, queda establecida en la Tabla 1.3 (Fuente: <http://communities.bentley.com/>).

Cuadro 1.1: Evaluación de los métodos de análisis en sistemas de distribución de agua

Periodo	Año	Autor	Investigaciones, Formulaciones, Métodos de Análisis
Periodo I	1839	<i>G. Hagen y J.L. Poiseulle</i>	Ecuación de Pérdidas de Carga para tuberías en régimen laminar.
	1845	<i>Darcy y Weisbach</i>	Fórmula analítica para las pérdidas de carga por fricción en un flujo a través de una tubería simple
	1883	<i>O. Reynolds</i>	Definición de Número Adimensional para distinción entre flujos en régimen Laminar y Turbulento
	1906	<i>Hazen y Williams</i>	Fórmula empírica para la pérdida de carga por fricción en el flujo a través de una tubería simple

Continued on next page

Cuadro 1.1 – *Continued from previous page*

Periodo	Año	Autor	Investigaciones, Formulaciones, Métodos de Análisis
	1938	<i>C. Colebrook y C. White</i>	Formulación basada en trabajos de Prandtl y sus discípulos (<i>Von Karman, Nikuradse y Blasius</i>) para la determinación del factor de fricción en la fórmula de <i>Darcy</i> .
Periodo II	1936	<i>Hardy Cross</i>	Método de Cross con Corrección de Caudales. Técnica de Relajación elaborada por H. Cross profesor de ingeniería estructural de la Universidad de Illinois. Método originalmente desarrollado para cálculo de estructuras aperticadas de concreto extendido a Redes Malladas a Presión basado en un principio de balanceo de caudal.
	1938	<i>R.J. Cornish</i>	Modificación al Método Cross denominado originalmente Balance de Cantidad que posteriormente se conoció como M. Hardy Cross con corrección de altura.
Periodo III	1950 > 1950	Mcllroy N/A	Método de Análisis de Fluido en Redes análogo al Método Computacional Eléctrico Desarrollos y Pruebas con subrutinas numéricas de los primeros computadores digitales.
	1957	<i>Hoag and Weinberg</i>	Adaptación de los métodos de Hardy Cross para computadores digitales

Continued on next page

Cuadro 1.1 – *Continued from previous page*

Periodo	Año	Autor	Investigaciones, Formulaciones, Métodos de Análisis
	1955 - 1965	<i>Rader & Associates y Brown & Caldwell</i>	Comercialización de Servicios de Ingeniería para cálculo de redes basado en modelos computacionales
	> 1960	<i>Datics Corporation, TX</i>	Pioneros en la Venta de Software de Cálculo comercial.
Periodo IV	1962 - 1963	<i>Martin y Peters</i>	Método del Nodo Simultáneo. Aplicación del Método Iterativo de Newton Raphson a redes de distribución por parte de <i>D.W. Martin y G. Peters.</i>
	1968	<i>Shamir y Howard</i>	Expansión del Método del Nodo Simultáneo.
	1970	<i>A. Fowler y R. Epp</i>	Método del Circuito Simultáneo.
	1970 - 1972	<i>Wood y Charles</i>	Método de la Teoría Lineal. Metodología desarrollada por <i>D.J. Wood y C.O.A. Charles</i> que permite resolver simultáneamente las ecuaciones de conservación de masa en nodos y conservación de energía en circuitos.
	1977	<i>R. Jeppson</i>	Programa comercial para el análisis de redes con base en el método del circuito simultáneo
	1987	<i>Todini y Pilati</i>	Método del Gradiente Hidráulico. Finalmente formulado por <i>E. Todini y Pilati.</i> Método de manejo matricial de las ecuaciones de energía y conservación de masa de rápida convergencia.

Continued on next page

Cuadro 1.1 – *Continued from previous page*

Periodo	Año	Autor	Investigaciones, Formulaciones, Métodos de Análisis
Periodo V	1980 - 1985	IBM y Otros Fabricantes	Introducción de los primeros Computadores Personales (IBM PC o Compatibles) y nacimiento de la industria del Software Comercial para Análisis de Redes.
	1981 1985	<i>Boeing Computer Services</i> - <i>Univ. Kentucky</i>	Lanzamiento de primeros programas comerciales de Análisis de Redes Distribución para PC como el WATSIM (Boeing Computer Serv. Civil) y KY-PIPE (Universidad de Kentucky).
	1982 - 1985	<i>D. Wood y</i> <i>U.S. EPA</i>	Desarrollos de los primeros modelos de calidad en estado estático.
	1985	<i>ASCE - División Gestión de Recursos Hidráulicos</i>	La sociedad de Ingenieros de EE.UU. en su conferencia anual realizó una serie de sesiones para evaluación de metodologías numéricas que posteriormente se llamaron ?La Batalla de los Modelos?
	1986	<i>AWWA</i> - <i>U.S. EPA</i> - <i>Diversas Universidades</i>	En el Simposio de Sistemas de Distribución organizado por AWWA se da una Introducción formal a los Modelos Dinámicos de Calidad de Agua.
	1987	<i>J. Gessler, J. Sjostrom y T. Walski</i> - <i>Patrocinio USA-CE</i>	Lanzamiento del software WADISO, programa de dominio público con simulaciones en periodo estático y extendido. Uno de los pioneros en incluir un módulo de optimización de diseño

Continued on next page

Cuadro 1.1 – *Continued from previous page*

Periodo	Año	Autor	Investigaciones, Formulaciones, Métodos de Análisis
	1988 - 1990	<i>W. Grayn- man, R. Clark y D. Males</i>	Desarrollo del modelo de calidad DWQM. Modelo Dinámico de calidad basado en un Método de Elementos de Volumen Discretos que se integraba y partía de los resultados generados por un modelo hidráulico.
	1990 - 1993	Firmas varias de desarrollo de Software Comercial	Lanzamiento de paquetes de software con entrada amigable de datos y entornos gráficos como CyberNet, RINCAD, STONER, AQUANET, Piccolo, etc. Se destaca la integración de algunos paquetes con entornos CAD como el CyberNet de Haestad Methods.
	1993	<i>Lewis Ross- man - U.S. EPA</i>	EPANET 1.0, Lanzamiento al Público del Programa para el Análisis de Redes por parte de la EPA y bajo el liderazgo de L. Rossman retomando los modelos WADISO y DQM, y llevando al usuario a una interfaz gráfica en Windows. La versión 2.0 a finales de los 90s incluyó importantes modificaciones al programa original.
	1998 - 2002	Centro Suizo de Desarrollo Cooperativo en Tecnologías (SKAT)	Publicación/Recopilación Técnica de los 10 programas de software más usado a nivel mundial para el análisis y diseño de sistemas de Distribución. Predecesores de los programas actualmente más populares del mercado: WaterCAD/GEMS, H2ONet/H2OMap, MikeNet, Pipe 2010, etc.

Continued on next page

Cuadro 1.1 – *Continued from previous page*

Periodo	Año	Autor	Investigaciones, Formulaciones, Métodos de Análisis
	2002 - Ac- tuali- dad	Firmas varias de desarrollo de Software Comercial	Adopción del método del gradiente como algoritmo estándar de la mayoría de software, entorno gráfico en Windows, y técnicas de inteligencia artificial para Calibración Hidráulica y Diseño Optimizado.

Los métodos muy extendidos para el análisis y diseño de redes de sistemas de tuberías, son iterativas, tales como: método de Hardy Cross, Gradiente Hidráulico, Newton-Raphson, por citar algunos; las mismas que son útiles en la actualidad porque son incorporados y utilizados en las computadoras; y dado su naturaleza son modelos de solución aproximados, los caudales y las cotas piezométricas obtenidas no son definitivas, son aproximados - en este contexto, el usuario final es el encargado de evaluar los resultados obtenidos. Generalmente éstos modelos de aproximación de los resultados de caudales y cotas piezométricas en los sistemas de distribución de agua mediante tuberías, comparan el resultado de una iteración con los resultados de un solución anterior, si la diferencia en valor absoluto se encuentra dentro de los márgenes permitidos, entonces se da por establecido el resultado, caso contrario se realizará tantas iteraciones como sean necesarias hasta cumplir el margen de error en la solución. El problema entonces se restringe a establecer un margen de error adecuado, tanto para los caudales y cotas piezométricas, usualmente en los programas comerciales es un campo que el usuario puede modificar y siempre es un número muy pequeño, en ocasiones mucho menor que la unidad; el análisis del sistema de redes de tuberías debe terminar una vez cumplido éste requisito, lo que en ocasiones es poco posible - muy a pesar de la capacidad actual de las computadoras, requiriendo márgenes de error mayores para su convergencia. Por otra parte, el problema de la convergencia ha sido abordado

desde otro punto de vista, restringiendo el número de iteraciones considerando siempre un margen de error muy pequeño en estas condiciones, aun así no se cumpla la primera alternativa la convergencia el programa siempre devolverá una solución llegado a un número determinado de iteraciones, claro está que los caudales y cotas piezométricas finales obtenidas no son las deseadas y entonces el analista diseñador buscará nuevos rangos de error naturalmente tiene que ser uno más permisible, que haga fácil la convergencia esto es un número grande y un número de iteraciones mayor, con este nuevo análisis el resultado obtenido, así que se obtenga una convergencia adecuada siempre será menos fiable. Todos estos inconvenientes terminan de por sí al utilizar un método que no se basa en la convergencia de valores por iteraciones, tal es el caso del Método de la Perturbación, desde el cual es posible obtener directamente caudales y cotas piezométricas indistintamente para redes de distribución de agua en cualesquiera de sus configuraciones posibles.

Finalmente, en la aplicación de la tesis actual, se analiza y aplica un método directo en el análisis y diseño para redes de distribuciones de agua, donde no se requiera de iteraciones y satisfaga las restricciones hidráulicas para las tuberías comerciales.

1.3.1. Problema principal

Es la existencia de muy poca implementación de un método de solución directa para el análisis y diseño de sistemas de redes de abastecimiento de agua potable, cabe señalar que en la actualidad todavía se basan en procesos iterativos en donde se obtienen resultados aproximados, si los parámetros de convergencia son amplios, entonces los resultados no siempre son los adecuados y si se restringe el número de iteraciones no se encuentra los resultados buscados dentro del rango de la convergencia y además, existen problemas de no convergencia en el rango buscado generando iteraciones infinitas.

1.3.2. Problema secundario

1. Probabilidad de no convergencia en el proceso del análisis de redes de distribución de agua potable, para un determinado grado de aproximación de los resultados (caudales y cotas piezométricas).
2. Inconveniente de un proceso de iteración infinita al no encontrar la solución con el grado de aproximación deseado.
3. Al restringir el número de iteraciones en los modelos de análisis de redes de distribución de agua basado en procesos iterativos, no se encuentran los resultados deseados para el grado de aproximación analizado.
4. Carencia de Herramientas Computacionales con un método Directo para el análisis de Redes de distribución de Agua Potable.

1.4. Justificación de la investigación

El saneamiento básico es considerado un importante indicador para medir la pobreza, por incluir al acceso adecuado del agua y a los servicios de saneamiento. La escasez nace de la desigualdad, la pobreza y el poder, no en la carencia de la disponibilidad física del agua. En el Perú actualmente en las zonas rurales más de 3,3 millones no tienen acceso al agua potable, esto es el 37 % del total de habitantes rurales y 6.2 millones carecen de una adecuada eliminación de excretas y agua residuales; Debe añadirse que en ambos casos sólo un 12 % de los sistemas existentes se encuentra en buen estado. Esto incide directamente en:

- El indicador de mortalidad infantil que tiene un promedio nacional de 47 % nacidos vivos y que para enfermedades gastrointestinales alcanza un valor de 4.23 % según datos de INEI.
- Elevada presencia de enfermedades gastrointestinales, frente a las cuales los niños menores de cinco años son extremadamente vulnerables.

- Inasistencia a las escuelas debido a las enfermedades gastrointestinales.
- Pérdida de horas hombre laborales y disminución de la productividad por enfermedades vinculadas a la carencia de servicios de agua y saneamiento.

En el Centro Poblado de Mollepata, existe contaminación en el agua de Consumo Humano e inadecuados hábitos de higiene y una educación sanitaria deficiente. En el centro poblado de Mollepata existe un reservorio en la parte alta de Mollepata proveniente de la Localidad de Huaschura que pueden ser aprovechados de la mejor forma y complementado con sistema de eliminación de excretas además de un entrenamiento a la población en prácticas de higiene que pueden mejorar sus condiciones de salubridad.

1.5. Objetivos de la investigación

1.5.1. Objetivo general

Aplicación e implementación de un método de solución directa en el diseño de sistemas de redes de tuberías para abastecimiento de agua potable, satisfaciendo restricciones hidráulicas y comerciales, mediante una modelización del flujo permanente de agua en tuberías.

1.5.2. Objetivos Específicos

1. Comparación de resultados del análisis de sistemas de redes de abastecimiento de agua potable, obtenidos desde aplicaciones comerciales basadas en soluciones iterativas con una restricción en el grado de convergencia de los resultados (caudales y cotas piezométricas), con sus equivalentes obtenidos por el Método de la Perturbación.
2. Balance del tiempo de análisis de los métodos basados en procedimientos iterativos (método del gradiente hidráulico) y el método directo método de la

perturbación.

3. Comparación de resultados del análisis de sistemas de redes de abastecimiento de agua potable, obtenidos desde aplicaciones comerciales basadas en soluciones iterativas con una restricción en el número de iteraciones, con sus equivalentes obtenidos por el Método de la Perturbación.
4. Desarrollar un aplicativo computacional con el *Método de Perturbación en Mathcad* y automatizar el diseño del sistema, lo cual contribuye con el reto de planificar, diseñar y gestionar eficientemente con las tecnologías actuales de la *ingeniería Hidráulica*.

1.6. Organización del estudio

Se consideran los siguientes capítulos:

Capítulo 1: Es la Introducción a la motivación, al planteamiento del problema, a la justificación a si mismo a los objetivos tanto la organización y la metodología aplicada en la presente investigación.

Capítulo 2: Es el marco Teórico, que trata sobre la formulación matemática del problema, es decir las Ecuaciones fundamentales de la hidráulica (Ecuación de la Continuidad, Ecuación de la Energía, y la Ecuación de la cantidad de Movimiento), así mismo trata sobre la hidrostática, Hidráulica de Presiones y finalmente nos hace conocer los Métodos del Análisis de Redes de Distribución. (Método de Hardy-cross, método de Newton-Raphson, Método de la teoría Lineal, Método de la Gradiente Hidráulico y el método de la Perturbación).

Capítulo 3: Este capítulo trata acerca de todos los elementos para el diseño de redes de distribución de agua potable a presión en un flujo permanente.

Capítulo 4: Trata sobre los materiales y los métodos propuestos, dándonos a conocer en primer lugar la Recopilación de Datos (Aforo, topografía, aspecto so-

cial), seguidamente de los Estudios Básicos de Ingeniería (demografía, hidrología, sanitario, topográfico) a si mismo trata de las propiedades de los materiales (Tuberías, Válvulas y Accesorios) y por último nos muestra los cálculos de Diseño y contenido del sistema de agua potable (Periodo de Diseño, Población de Diseño, Dotación, calculo de caudales de diseño y variaciones de consumo, presiones, diseño hidráulico de tuberías y estructuras hidráulicas).

capítulo 5: Es el Caso de estudio, es decir la aplicación de la presente tesis donde se calculará la estimación de la población, estimación de la Dotación, Demanda actual y futura, levantamiento topográfico, así como también el diseño de la Línea de Conducción Red de Aducción y Distribución, por otro lado se desarrolla la aplicación en un caso práctico del software MathCad y finalmente se realiza la elaboración de los planos del centro poblado.

Capítulo 6: este capítulo trata de los resultados obtenidos de la modelización en flujos de tuberías, dándonos a conocer las presiones Caudales, velocidades, Cota Piezométrica entre otros. *"Mollepata (Barrio Buenos Aires)"*

Capítulo 7: Trata sobre el Análisis y Discusión de Resultados sobre el modelo propuesto a si como las condiciones de convergencia y soluciones globales.

Capítulo 8: Conclusiones, Recomendaciones e Investigaciones Futuras.

1.7. Metodología Aplicada

Para alcanzar el objetivo del presente trabajo de investigación, se seguirá una línea y secuencia general de investigación como sigue:

- Descripción de las bases teóricas de Redes de Distribución en Flujo permanente para el sistema de agua potable (Investigación, foros y bibliográficas).
- Formulación matemática de las ecuaciones por el Método de Perturbación (Investigación Analítico).

- Desarrollo del programa en MathCad.
- Aplicación práctica del modelo al caso de estudio (Centro Poblado Mollepata - Barrio Buenos Aires).

Parte II

MARCO TEÓRICO

Capítulo 2

FUNDAMENTACIÓN MATEMÁTICA DEL FLUJO EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

2.1. Formulación matemática del problema

2.1.1. Generalidades

Una vez conocido el caudal que necesitamos conducir o evacuar, necesitamos emplear la técnica que nos permita dimensionar los elementos precisos para el funcionamiento de la obra hidráulica en las mejores condiciones o bien para comprobar que con los elementos dispuestos somos capaces de transportar o evacuar los caudales requeridos. En todo caso no debemos olvidar que la precisión absoluta en ambos planteamientos no suele ser determinante. Sin embargo sí se requiere el conocimiento de las técnicas que permitan acotar los problemas mediante aplicaciones sencillas. En todas las aplicaciones de la ingeniería civil debemos de poder compaginar la necesidad de calcular con la necesidad de acometer soluciones viables, en ese sen-

tido **debemos de ser más ingenieros que meros calculistas**. Se suele decir que para empezar a calcular hay que saber lo que vamos a obtener y no dejarnos engañar por el envoltorio de algunas aplicaciones informáticas, que por otra parte tanto nos ayudan. La formación en hidráulica debe basarse en la claridad de los conceptos, por lo que en este tema se intentará transmitirlos eficazmente, pasando la aplicación práctica por encima del aparato físico-matemático, que sólo se utilizará para precisar conceptos o expresar resultados.

2.1.2. Magnitudes empleadas en Hidráulica

En el sistema técnico de unidades, usado comúnmente en la hidráulica clásica, las variables independientes que definen al resto son F (fuerza), L (longitud) y T(tiempo). De ahí se obtienen el resto de las variables derivadas:

Cuadro 2.1: Cuadro de Magnitudes

Magnitud	Dimesión
Area	L^2
Volumen	L^3
Velocidad	LT^{-1}
Aceleración	LT^{-2}
Masa	FT^2L^{-1}
Energía	FL
Potencia	FLT^{-1}
Densidad	FT^2L^{-4}
Peso Específico	FL^{-3}
Viscosidad Dinámica	$FL^{-2}T$
Viscosidad Cinemática	L^1T^{-1}
Presión	FL^{-2}
Tensión Superficial	FL^{-1}

Fuente: extraído desde la referencia [13]

$$\boxed{10mca = 1atm = 1bar = 1kg/cm^2 = 0.1Mpa = 10Tm/m^2}$$

2.1.2.1. Definiciones

En una parte de la hidráulica, uno de los conceptos básicos es la presión que podemos definir como la fuerza que actúa por unidad de superficie, y siempre perpendicular a ella.

La presión que en el sistema internacional viene definida en una unidad denominada Pascal que representa $Pa = N/m^2$ se suele expresar con otras magnitudes en la hidráulica clásica. Un MPa sería N/mm^2 que corresponde con 10^6 Pa. Su equivalencia sería la siguiente:

Trabajaremos indistintamente con todas estas unidades

El fluido con el que trabajaremos comumente será el agua cuyas características físicas son las siguientes dependiendo de la temperatura

Cuadro 2.2: Propiedades físicas del agua

Temperatura	Peso Específico	Viscosidad Cinemática	Tensión de Vapor	Tensión Superficial	Modulo de Elasticidad
°C	kg/m ²	10 ⁶ m ² /m	mca	10 ³ kg/m	10 ⁴ kg/m ²
0	999.9	1.77	0.062	7.71	2.03
4	1000	1.57	0.083	7.66	2.07
10	999.7	1.31	0.125	7.57	2.14
20	998.2	1.01	0.293	7.43	2.23
30	995.7	0.83	0.433	7.26	2.30
40	992.2	0.66	0.753	7.10	2.33
50	988.1	0.55	1.258	6.90	2.34
60	983.2	0.46	2.033	6.76	2.32
80	971.8	0.37	4.831	6.38	2.24
100	958.4	0.29	10.333	6.00	2.13

Fuente: Infraestructuras Hidráulicas Sanitarias I, Autor - Arturo Trapote Jaime

2.1.3. Conceptos Básicos

La Hidráulica General aplica los conceptos de la Mecánica de los Fluidos y los resultados de experiencias de Laboratorio en la solución de problemas prácticos que tienen que ver con el almacenamiento de agua y con su trasiego en conducciones a presión y en lámina libre.

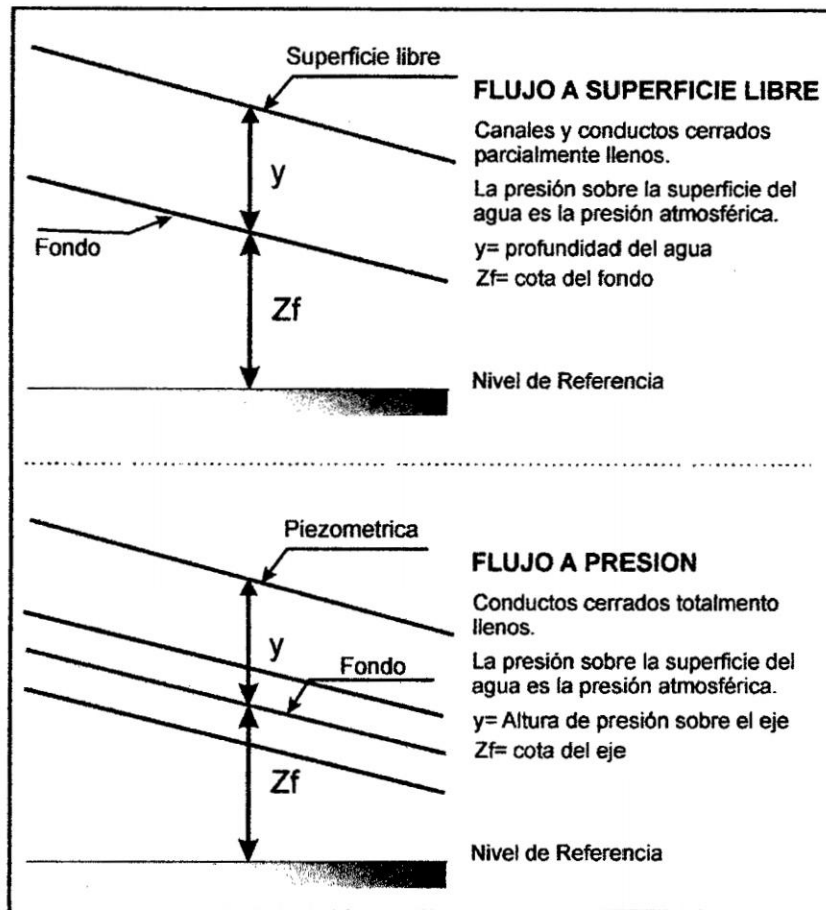


Figura 2.1: Flujo de superficie libre -presión

Los conceptos de la Mecánica de Fluidos se resumen en tres capítulos:

- Estudia el agua en reposo
- Estudia las líneas de flujo y las trayectorias
- Estudia las fuerzas que genera el movimiento y la presión del agua

La Hidráulica Es la especialidad de la Ingeniería Civil que trata de la aplicación de la Mecánica de fluidos a la solución de problemas de flujo de líquidos.

Mecánica de Fluidos Es el estudio teórico del equilibrio y el movimiento [19] de los fluidos.

2.2. Ecuaciones Fundamentales de la Hidráulica

2.2.1. Conservación de masa

Conservación de la masa [14] es el principio más básico. En general, la densidad del fluido puede variar en respuesta a los cambios en la temperatura y / o presión del fluido. Para un control fijo del volumen V encerrado por una superficie S , en un estado general de conservación de la masa es:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho dV + \int_S \rho \vec{v} \cdot \vec{n} dS = 0 \quad (2.1)$$

En la que V es una velocidad en un punto y n , es un vector unitario normal a la superficie externa S , y t es el tiempo. El primer término representa la acumulación de la masa con el tiempo en el volumen de control; para flujos constantes es cero. En una superficie se señala $v \cdot n$ como un producto escalar a la componente de la velocidad que cruza la superficie, por lo que el segundo término calcula la salida neta de fluido a través de toda la superficie de control. Para un flujo incompresible constante de un líquido en una tubería, la conservación de la masa se denomina generalmente como el principio de continuidad, o simplemente la continuidad, y está escrito

$$Q = \int_A v dA = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (2.2)$$

En la que Q es la descarga volumétrica través de una sección transversal de la tubería, que también se puede describir como el producto de la velocidad media V y el área de la sección transversal A de la tubería.

2.2.2. Principio de la Energía

El principio del trabajo-energía, a veces llamado simplemente [5] el principio de la energía. Algunos también lo llaman la ecuación de Bernoulli, pero en general es claramente más que eso. Para el flujo unidimensional constante de un líquido en una tubería, por unidad de peso de un líquido, el principio se describe de la siguiente manera.

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2 + \sum h_{L1-2} - h_m \quad (2.3)$$

En esta ecuación $V^2/2g$ es la cabeza de la velocidad o energía cinética, P/γ es la cabeza de presión o flujo del trabajo, y la elevación z es la cabeza o la energía potencial, todo por unidad de peso y g es la aceleración de la gravedad. Si los dos últimos términos de la derecha estaban ausentes, la ecuación sería la clásica ecuación de Bernoulli. los últimos dos términos, sin embargo, son extremadamente importantes en el estudio de la hidráulica de la tubería.

El término pérdida de carga, o la pérdida de energía acumulada por unidad de peso, $\sum hL$, es la suma, entre las secciones 1 y 2, de las pérdidas de carga individuales en el alcance causadas por efectos de fricción. El último término, h_m , es la energía mecánica por unidad de peso añadido al fluir por la maquinaria hidráulica. Una bomba agrega energía al flujo de manera que h_m es entonces positivo y llamado h_p ; una turbina extrae energía del flujo de manera h_m entonces sería negativo y llamado h_t .

Fluido, a veces denotado por P , es el producto de la ganancia o pérdida de energía por unidad de peso h_m y la tasa del flujo de peso $Q\gamma$, o $P = Q\gamma h_m$. Un factor de conversión de unidades puede aplicarse a este resultado de expresar la potencia en, por ejemplo, caballos de fuerza o kilovatios. Dependiente en el propósito de la formulación computacional, un factor de eficiencia η puede ser utilizado como un multiplicador o divisor de la potencia.

2.2.3. Cantidad de Movimiento

El último de los grandes principios [12] considera la cantidad de movimiento, que se rige por la ecuación de impulso - momento, donde F son las fuerzas actuantes sobre el volumen de control.

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho dV + \int_s \vec{v} (\rho \vec{v} \cdot \vec{n}) dS = \vec{F}_{net} = \vec{F}_s + \vec{F}_b \quad (2.4)$$

En el que la fuerza neta sobre el contenido del volumen de control, líquido y sólido, puede ser dividida en fuerzas de superficie y las fuerzas del cuerpo, es igual a la tasa de acumulación de impulso dentro del volumen de control más el flujo neto de impulso a través de la superficie del volumen de control. En un flujo constante el primer término es cero, el flujo incompresible, unidimensional a través de una tubería, la ecuación de momento componente a lo largo de la dirección del flujo es:

$$\vec{F}_{net} = \rho Q (\vec{V}_2 - \vec{V}_1) \quad (2.5)$$

En la que asumimos fluir en la tubería en la sección izquierda, sección 1, y el flujo de la tubería en la sección de la derecha, la sección 2. Si el área de la sección transversal del tubo es constante entre los extremo, entonces el tubo es recto, por tanto las velocidades son iguales, y lo simplifica la ecuación $\vec{F}_{net} = 0$ Desde Ecuación. 2.5 lo cual es una ecuación vectorial, se puede siempre escribirse en forma de componentes; para flujos bidimensionales en el plano xy, los componentes de este ecuación son:

$$\sum F_x = (\rho Q V_x)_2 - (\rho Q V_x)_1 = (\rho Q V_x^2)_2 - (\rho Q V_x^2)_1 \quad (2.6)$$

$$\sum F_y = (\rho Q V_y)_2 - (\rho Q V_y)_1 = (\rho Q V_y^2)_2 - (\rho Q V_y^2)_1 \quad (2.7)$$

2.2.4. Energía y Líneas de Gradiente Hidráulica

La línea de energía o, simplemente EL, es una parcela [3] de la suma de los tres términos de la ecuación trabajo-energía, que también es la suma de la ecuación de Bernoulli:

$$EL = \frac{V}{2g} + \frac{P}{\gamma} + z \quad (2.8)$$

Puesto que cada término (γ es el peso específico del agua) tiene unidades de longitud, que convenientemente se puede superponer en un diagrama el comportamiento de cada término de energía, y la suma, en un dibujo del problema de un flujo físico. Por ejemplo, un tubo de Pitot, se inserta en un flujo de causar localmente en su punta un punto cero por lo que la velocidad de carga se convierte en la cabeza de presión adicional allí, hará que el líquido a la altura de la elevación EL para ese punto en el flujo.

La línea de la gradiente hidráulica, o HGL, es la suma de sólo la presión y elevación de las cabezas. La suma de estos dos términos también se llama la cabeza piezométrica, que puede ser convenientemente medido por un tubo piezométrico insertado a ras en el lado de un tubo. Es También importante reconocer que cualquier HGL rápidamente puede estar ubicado en un diagrama, si EL ya ha sido localizado; simplemente nos medimos a la baja por el importe de carga de velocidad del EL para localizar el HGL.

La figura representa la relación de los términos individuales de cabeza a la EL y HGL y la cabeza que se pierde entre las secciones 1 y 2 .

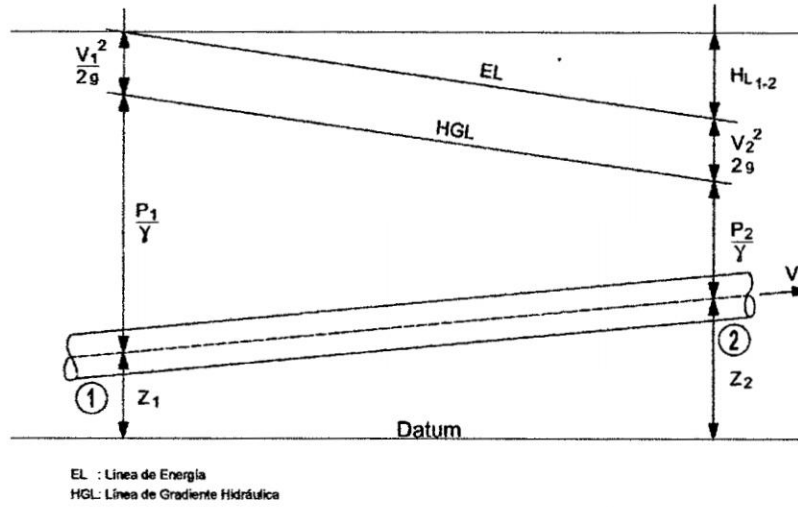


Figura 2.2: Gráfica de línea de energía y gradiente hidráulica

2.3. Hidráulica de presiones

Nos acercaremos en este tema a la hidráulica de los elementos en presión y las repercusiones cinemáticas [11], hidrostáticas e hidrodinámicas que originan.

2.3.1. Definiciones.

Radio hidráulico: es el cociente entre la sección mojada y el

Perímetro mojado: $R = S/p$ tiene dimensión de longitud:

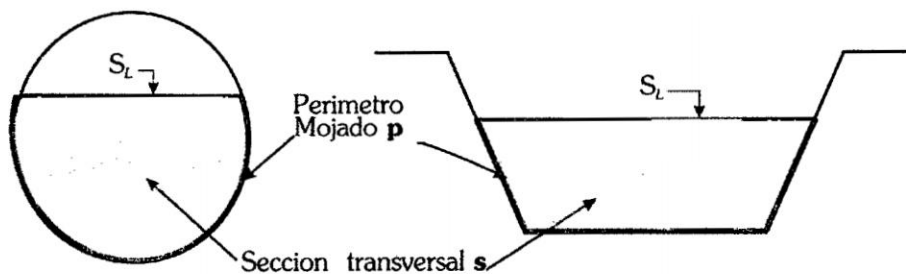


Figura 2.3: Canal Rectangular y circular

Número de Reynolds Re : se trata de un número adimensional que permite establecer si un régimen de funcionamiento es laminar o turbulento. Su expresión

es:

$$Re = \frac{4.V.R}{v}$$

Donde:

V : es la velocidad media de la sección

R : radio hidráulico (m)

v : velocidad media de flujo(m)

La frontera para la cual el régimen se divide en laminar y turbulento está en un número de Reynolds de:

Re = 2320, para cualquier líquido.

La velocidad para la que se convierte el régimen laminar en turbulento se denomina Velocidad Crítica y tendrá un valor de:

$$V_c = 2320\nu/(4R)$$

2.3.2. Pérdida de cargas continuas

Mediante experiencias de distintos autores [6] se ha ido cuantificando el valor de las pérdidas continuas comprobándose que la magnitud de éstas crecía con la rugosidad de las paredes internas de la conducción. También se observó que dependía del área total mojada, es decir del perímetro mojado de la sección (en secciones a presión es todo el perímetro) y de la longitud del tramo. Más problemático fue su influencia respecto a otras dos variables: el radio hidráulico o el diámetro en caso de conductos circulares; la velocidad del flujo y la viscosidad cinemática. Una de las expresiones que sintetizan estas experiencias es la de Darcy que considera que la pérdida por unidad de longitud se puede expresar como:

$$J = \frac{f.V^2}{2g.D} m/m$$

Donde J es la pérdida por unidad de longitud, v es la velocidad, D es el diámetro en caso de conductos circulares y f es el denominado **factor de fricción**

A su vez el factor de fricción depende de la rugosidad del conducto k y de la viscosidad ν a través del número de Reynolds.

El valor del número de Reynolds [15], tal como conocemos es $Re = VD/\nu$, para que el régimen sea laminar tendríamos que estar en valores inferiores a 2320. Como a 20° la viscosidad cinemática del agua es $10^{-6} m^2/s$, el producto de la velocidad por el diámetro debería ser inferior a $2,3 \times 10^{-3}$, con lo cual, en aplicaciones habituales de la hidráulica prácticamente nunca nos encontraremos en régimen laminar. Una excepción son los movimientos de las aguas freáticas en el subsuelo. En el caso en que el régimen fuera laminar, excepcionalmente, el factor de fricción sería:

$$f = 64/Re$$

Para el funcionamiento en régimen turbulento hay disquisiciones sobre si nos encontramos en un régimen turbulento liso o turbulento rugoso, pero para las velocidades que manejamos habitualmente podemos emplear las simplificaciones de Colebrook donde el factor de fricción [10] se obtiene de forma implícita de la expresión siguiente, donde k es la rugosidad absoluta de la pared:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} + \frac{k}{3.71xD} \right]$$

Solamente en casos muy singulares, con velocidades superiores a los 20 m/s nos encontraremos con un régimen denominado de plena turbulencia, donde:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \frac{k}{3.71xD}$$

El valor del factor de fricción ha de calcularse de forma iterativa (o gráficamente mediante el ábaco de Moody), por lo que el uso generalizado de la expresión se ha extendido a la par que lo han hecho los ordenadores, pues el cálculo manual es incómodo, sobre todo cuando se han de realizar numerosos tanteos. Por eso el uso de expresiones empíricas han gozado y gozan de tanto éxito.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{2.51}{\text{Re } x \sqrt{f}} + \frac{k}{3.71xD} \right]$$

Evidentemente, el valor de la rugosidad absoluta va íntimamente unido al material interior de la tubería y a su método de fabricación. Cada vez las terminaciones interiores de las tuberías son más esmeradas y el valor del parámetro k cada vez menor.

Son muchas las referencias acerca de los valores de rugosidad absoluta a adoptar en el cálculo de pérdidas continuas de carga para los distintos materiales. Pero los valores publicados no siempre son veraces pues responden a catálogos de los propios fabricantes, que suelen cargar las tintas a favor de su material y en contra de los otros.

Valores razonables de la rugosidad pudieran ser:

- Fundición del acero: $10^{-4}m$
- Acero inoxidable: $5 * 10^{-5}m$
- Hormigón: $10^{-4}m$ a $3 * 10^{-4}m$
- Fibrocemento y PVC: $2.5 * 10^{-5}m$
- Poliéster: $10^{-5}m$

Ahora bien, la rugosidad que realmente afecta es la rugosidad relativa definida como la relación entre la rugosidad absoluta y el diámetro de la conducción. Podemos

emplear una simplificación de *Psak* que nos permite obtener deforma explícita y directa el factor de fricción:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{k}{3.75} + \frac{5.74}{\text{Re}^{0.9}} \right)\right]^2}$$

$T^{\circ}C$	10	20	30	40
$v \cdot 10^{-6} m^2/s$	1.31	1.006	0.80	0.66

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

$$f = \varphi(\text{Re}, k, D)$$

2.3.3. Formula simplificada

Existen muchas otras fórmulas [7] que se han empleado a lo largo de los años como aproximaciones de expresión más sencilla. Cuando los cálculos se hacían con regla o primitivas calculadores, las fórmulas de Darcy y Colebrook eran casi inabordables, no es extraño que surgieran diversas aproximaciones.

En general las fórmulas aproximadas emplean la expresión:

$$v = K \cdot R_{\alpha}^k \cdot I^{\beta}$$

Los valores de $K, \alpha, y \beta$ se ajustan experimentalmente. Cada una de las fórmulas de este tipo da una correlación más o menos buena con Darcy en alguna combinación de caudal-diámetro y difiere para otros valores de estos parámetros, bien por el lado de la seguridad o incluso por el de la inseguridad. Sin embargo, para un cálculo rápido realizado son muy oportunas, y entre ellas la

más comúnmente empleada en todo el mundo es la denominada fórmula de Manning.

MANNING

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2}$$

Donde:

v = velocidad m/s

n = coeficiente de rugosidad

- hormigón - fundición 0.011 - 0.012
- hormigón deteriorado 0.013 - 0.015
- acero y plásticos 0.009 - 0.010

R_h = Radio hidráulico = área / perímetro mojado (m)

- Radio hidráulico = área / perímetro mojado (m) El radio hidráulico en una tubería a sección llena será de $R_h = D/4$

I = pendiente de la línea de energía (m/m)

HAZEN-WILLIAMS

$$v = C_{wh} R_h^{0.63} I^{0.54}$$

Donde:

v = velocidad m/s

C_{wh} = coeficiente de rugosidad

- hormigón - fundición $139.3 + 6.65 \varphi$ (φ = diámetro en m.)

Cuadro 2.3: Factores α

α	45^0		60^0		90^0	
	superficie		superficie		superficie	
	Lisa	Rugosa	Lisa	Rugosa	Lisa	Rugosa
ζ para $R=d$	0.14	0.34	0.19	0.45	0.21	0.51
ζ para $R=2d$	0.09	0.19	0.12	0.26	0.14	0.30
ζ para $R=5d$	0.08	0.16	0.10	0.20	0.10	0.20

Fuente: Infraestructuras Hidráulicas Sanitarias I, Autor - Arturo Trapote Jaume

Cuadro 2.4: Factores α

		$Q_0 = 0$	$Q_0 = 0.5Q$	$Q_0 = 0.8Q$	$Q_0 = Q$
$\alpha = 90^0$	$\zeta_d =$	0.04	0.35	0.5	-
$\alpha = 90^0$	$\zeta_d =$	-	0.3	0.7	0.9
$\alpha = 45^0$	$\zeta_d =$	0.04	0.1	0	-
$\alpha = 45^0$	$\zeta_d =$	-	0.1	0.35	0.4

- fibrocemento 125
- plásticos 125

R_h = Radio hidráulico = área/perímetro mojado (m)

I = pendiente de la línea de energía (m/m)

2.3.4. Pérdidas localizadas

En todas las documentaciones [7] relativas a las pérdidas de carga localizadas, la magnitud es directamente proporcional a la altura de velocidad ($V^2/2g$) y va determinada por un coeficiente que denominaremos ζ :

$$\Delta h_{loc} = \zeta V^2/2g$$

Codos

Piezas en forma de T (Con separación de flujo)

Cuadro 2.5: Válvula Mariposa

Válvula Mariposa										
Angulo de cierre	0^0	5^0	10^0	20^0	30^0	40^0	45^0	50^0	60^0	70^0
Coefficiente ζ	0.25	0.30	0.5	1.5	4	10	19	32	118	751

Cuadro 2.6: Válvula de compuertas planas

Válvula de compuertas planas							
Fracción de cierre	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4
Coefficiente ζ	0.12	0.15	0.25	0.80	2.00	5.50	17.00

2.3.5. Composición de tuberías a presión

Los principios básicos de la hidráulica [8] de presión son extensibles a redes más complejas. Un caso sencillo sería la colocación de dos tuberías con diferente diámetro formando una misma línea. En ese caso podemos aplicar Bernoulli entre cada dos puntos cualesquiera, considerando la suma de todas las pérdidas de carga ocasionadas. Si consideramos únicamente las pérdidas continuas, por simplificación, el tramo con mayor diámetro tendrá unas menores pérdidas y viceversa. En el caso de que tengamos una carga disponible suficiente o queramos salvar una zona de posibles depresiones, jugaremos con distintos diámetros para optimizar nuestra conducción. En los gráficos que se acompañan se puede seguir el razonamiento anterior. En el gráfico, la línea azul corresponde a la rasante (z) de la tubería, la línea roja corresponde a la estática de la conducción, obtenida del depósito superior. La línea verde es la piezométrica en funcionamiento.

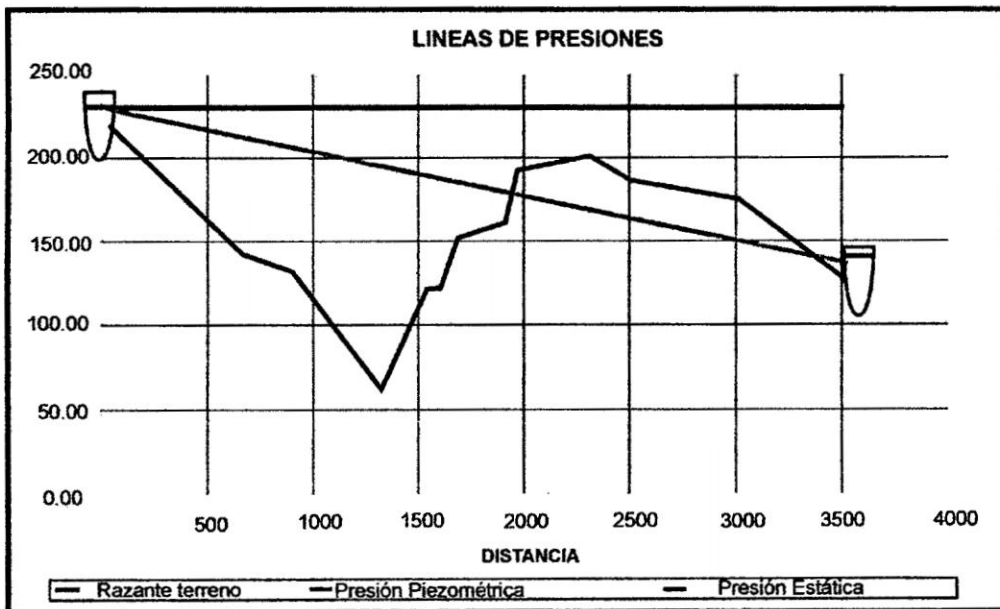


Figura 2.4: Línea de presiones 1

La máxima pérdida aceptable es la diferencia de cotas entre los depósitos ya que ambos funcionan con presión atmosférica. Con el diámetro propuesto conseguiríamos el caudal previsto pero nos encontramos con una zona donde la piezométrica teórica cortaría a la tubería provocando depresiones que pueden originar roturas en la red o cortes en el fluido, no llegando todo el caudal.

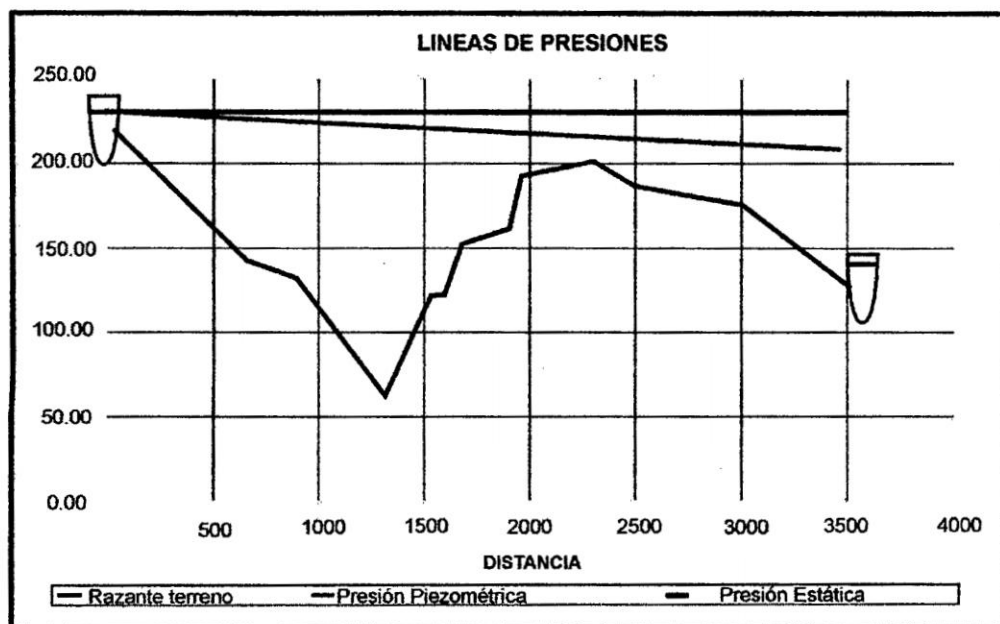


Figura 2.5: Línea de presiones 2

Si empleamos un calibre superior salvamos la zona alta pero llegamos con mucha carga disponible al depósito inferior con lo cual se podría optimizar hidráulicamente combinando tuberías de distintos diámetros.

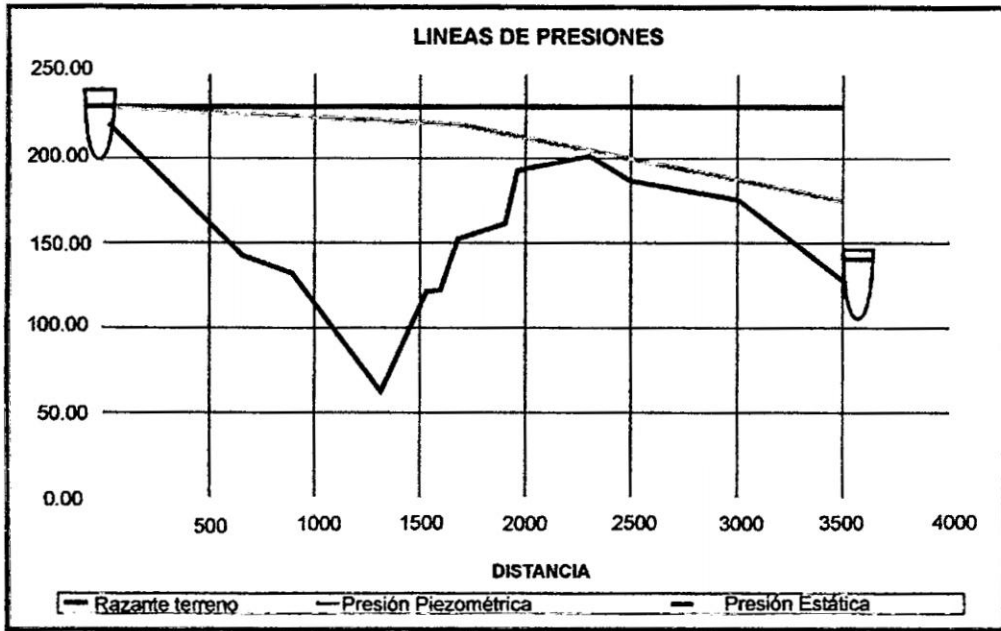


Figura 2.6: Línea de presiones 3

Con la combinación de dos diámetros podemos optimizar el tramo. Aún se podría optimizar más si empleamos otro diámetro inferior en el tramo final para ajustarnos más a la piezométrica disponible.

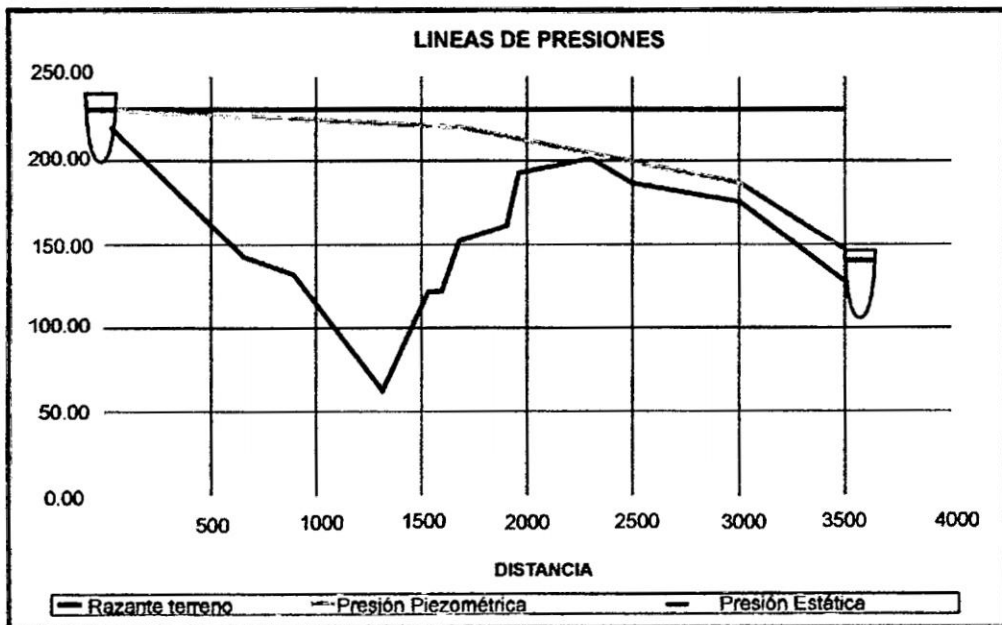


Figura 2.7: Línea de presiones 4

En este caso, como vemos se optimiza prácticamente al máximo la carga disponible para este perfil de conducción. Ahora bien, habrá que comprobar que las

velocidades empleadas en estos tramos con más pendiente de la línea piezométrica sean admisibles por la red. Un caso de composición de tuberías más complejo lo constituyen las redes ramificadas, clásicas de las redes de riego, donde los caudales más altos están en las líneas principales y al realizar la distribución se van reduciendo. En una lógica optimización, esta reducción de caudales nos lleva a una reducción de calibres de la tubería.

El procedimiento de cálculo de estas redes ramificadas consiste en aplicar Bernoulli a lo largo de una trayectoria completa, obteniéndose para cada sub tramo la pérdida correspondiente según su caudal y su diámetro.

La red puede ser inabarcable por medios sencillos si pretendemos realizar una optimización de la misma ya que cada modificación de diámetro condición a todas las presiones aguas abajo. Por este motivo, cuando nos encontramos con una red muy extensa emplearemos programas especializados para obtener la optimización.

En cualquier caso, el chequeo es sencillo siguiendo una rama tal como se indicaba anteriormente. Hay varios programas de optimización de redes ramificadas, pudiéndose recomendar un programa de aplicación sencilla con el WATHERCAD V.8i. Cuando se plantea la necesidad de mantener el suministro a través de la red aunque existieran cortes en la misma, como en una red de distribución de un abastecimiento, se plantea el uso de redes malladas.

Lo que prima en una red mallada es la garantía de suministro, aunque, obviamente en caso de rotura se reducirá a calidad del mismo, o bien en caudales o bien en presiones.

Para el cálculo de las redes malladas existe un método denominado Hardy Cross similar al de reparto de esfuerzos en estructuras donde se procede de la forma siguiente:

- Conocemos el caudal de entrada a la malla Q y el de salida Q'

- Concentramos los consumos que suponemos también conocidos en los nodos de la malla.
- Se adopta un convenio de signos y se supone un reparto inicial de caudales adoptando en cada tramo el diámetro más adecuado.

El equilibrio en el circuito se realiza de forma que:

- La pérdida de carga entre dos puntos por cualquier camino es idéntica
- La suma de las pérdidas a lo largo de un circuito cerrado es nula
- La suma algebraica de caudales en un nudo es nula
- Se realizan iteraciones sucesivas hasta alcanzar un punto de equilibrio con la aproximación suficiente
- En cualquier caso, para una red extensa es preferible acudir al empleo de algún programa comercial suficientemente contrastado como el Wathercad del que existe una versión en castellano

2.4. Métodos del análisis de redes de distribución

Se plantean varios métodos [18], [16] para resolver las ecuaciones

2.4.1. Métodos Iterativos más Utilizados

- Método de Hardy Cross
- Método de Newton Raphson
- método de la teoría lineal
- método de la gradiente hidráulico

2.4.2. Método de la perturbación

El análisis de una red de distribución de agua requiere la solución de un juego de las ecuaciones no lineales. Los métodos son todos iterativos y requieren un buen cálculo aproximado inicial, lo cual llegue a la solución rápidamente sin ninguno problemas de convergencia. En esto estudia la perturbación a la que la expansión es aplicar al juego de las ecuaciones no lineales obtenga la serie de ecuaciones lineales que pueden ser resuelto fácilmente usando métodos de matriz. La ventaja es de ser que la solución es obtenida directamente sin las repeticiones los cálculos aproximados iniciales, y los asuntos de convergencia. El método de la solución es simple ya que requiere solamente uno Inversión de matriz y cuatro multiplicaciones de matriz. Por lo tanto el proceso de solución es rápido y eficiente, cuál se demuestra ser útil para la optimización del sistemas de distribución de agua en que la red es solucionada para cada juego de juicio de los parámetros de diseño. La solución es expresada en un modo explícito que puede ser de uso, porque más lejos es la manipulación matemática y puesta en práctica en un algoritmo de optimización. El método ha sido evaluado con varias redes y los resultados obtenidos indican un título relativamente alto de la exactitud.

Este método se explica claramente en el capítulo 5 de Materiales y Métodos : redes de tubo, sistemas de distribución de agua, solución de perturbación método analítico.

2.4.2.1. Generalidades

El análisis de la red de distribución de agua es un problema importante en ingeniería civil. Ha ganado más importancia en los últimos años ya que la **optimización de redes de distribución de agua** se ha hecho un enfoque de investigación en curso. El diseño de un sistema de distribución de agua óptimo involucra una Modelización extensiva de la circulación en el sistema para cada juego

de prueba de los parámetros de diseño. La mayoría de los métodos en curso usados en el análisis de redes de distribución de agua son iterativos ya que el sistema de las ecuaciones es no lineal. Un método explícito y eficiente es por lo tanto beneficioso. Las ecuaciones hidráulicas básicas han sido expresadas en dos modos principales: en relación con las redes de circulación desconocidos o en relación con las cabezas de nudos desconocidos.

Las ecuaciones de circulación son expresadas en relación con las redes de circulación en los enlaces y constan de ecuaciones de energía no lineales y ecuaciones de continuidad lineales. Las ecuaciones de cabezal son formadas de ecuaciones de continuidad no lineales expresando las redes de circulación como una función de las cabezas de nudos en los enlaces.

Cada uno de ellos es un juego de las ecuaciones algebraicas no lineales que pueden ser resuelto directamente. Los enfoques en curso son principalmente iterativos y la convergencia de la solución depende del cálculo aproximado inicial significativamente. Básicamente hay cuatro métodos de la solución: *Cross*, *Newton-Raphson*, *linearization*, y *minimización numérica*.

El método de cross consiste en ajustar los flujos a lo largo de cada bucle en una manera consecutiva de forma que las ecuaciones de energía son satisfechas dentro de cierto límite de error. El método depende del cálculo aproximado inicial de los flujos y sufre de la convergencia lenta. El método de Newton Raphson, consiste en ajustar los flujos o las cabezas simultáneamente a lo largo de todos los bucles; usa correcciones simultáneas en lugar de las rectificaciones locales o individuales como en la técnica de cross. Aunque las correcciones simultáneas han mejorado la convergencia en redes simples, el Newton-Raphson técnica que depende de la conjetura inicial de la solución.

El más lejos es el cálculo aproximado inicial de la solución exacta más los problemas de convergencia son experimentado. Los problemas de convergencia adicionales han sido tropezados con el subdominio de nudos (las ecuaciones de cabezal) si un tubo en la red tiene un valor bajo de la resistencia de fricción que resulta de uno de gran diámetro y/o una breve longitud. En tal caso la pérdida de cabeza entre los dos cruces es pequeña y las cabezas del nudo es el fin a sí que resulta en una matriz condicionada por infortunio. Recientemente la formulación de elemento híbrido ha sido propuesto para superar tal problema.

El método de la teoría lineal ha sido aplicado a las ecuaciones de circulación y consiste en transformar el término no lineal en la ecuación de energía en uno lineal. Se Converge en una pequeña cantidad de repeticiones como comparar con el Método Newton -Raphson, pero usa una matriz más grande y sufre de la oscilación a veces alrededor de la solución exacta.. El método de teoría lineal también era desarrollado para las ecuaciones de cabeza pero ha demostrado ser poco confiable en las ciertos casos.

Todini y Pilati usa el concepto de minimizar una función objetiva para formular un sistema de las ecuaciones con relación a las redes de circulación y las cabezas de los nudos. El sistema constituido de las ecuaciones en parte de longitud y en parte no lineales es solucionado usando el Newton-Raphson que son métodos de encontrar las redes de circulación desconocidos en los tubos y las cabezas de los nudos simultáneamente, también hay otros métodos de la solución que han sido divulgados en campos relacionados a la mayoría de estos métodos depende de un cálculo aproximado inicial, los flujos o las cabezas y algunos sufren de la convergencia lenta o el fracas de haber sido tabulados por rayas de el método propuesto, lo cual sigue a un enfoque analítico en vez de uno numérico.

Tambien consiste en solucionar la ecuación no lineal original en una moda de

aproximación que usa una expansión de perturbación. Las ventajas del método es obtenida en una manera sencilla sin cualquier repeticiones, y solución de los problemas de convergencia. Sólo involucra la determinación y la recapitulación de los términos del serie de perturbación.

Capítulo 3

REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA

3.1. Línea de Aducción y red de distribución

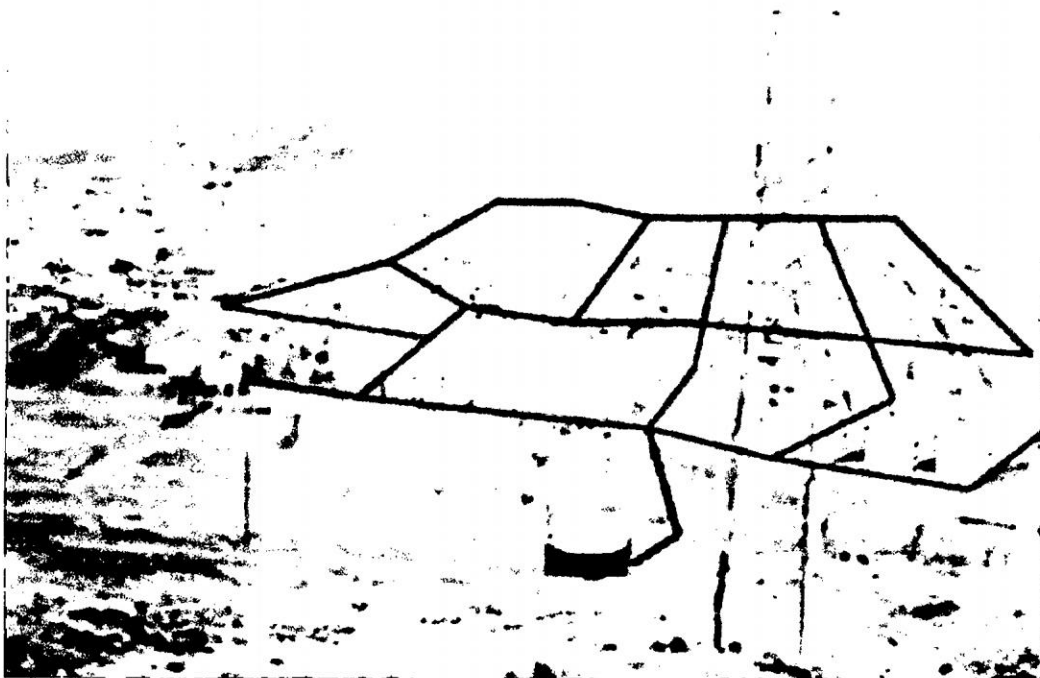


Figura 3.1: Red de distribución de Agua

A.- Aducción

Es la tubería que une el reservorio con la red de distribución.

B.- Red de distribución de agua

Es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros, válvulas, grifos y demás accesorios, cuyo origen está en el punto de entrada a la ciudad (final de la línea de aducción) y que se desarrolla por todas las calles, conduciendo al agua hasta la vivienda del poblador.

La red está relacionada con el reservorio debido a que éste suministra el agua y condiciona la presión en la red (zonas de presión).

3.1.1. Consideraciones Básicas de Diseño

Dependiendo de las condiciones locales, se consideran dos situaciones:

- Población que no cuenta con servicio contra incendio: $Q_{mh} = k2Q_m$
- Población que sí cuenta con servicio contra incendio: $Q_{md} + Q_{Incendio}$ ó Q_{mh} considerándose la situación más desfavorable.

Se calcula y verifica en la red los siguientes resultados:

A. Velocidad en la tubería:

Las velocidades máxima y mínimas son:

- Velocidad mínima: $0.60m/s$
- Velocidad máxima: $3.0m/s$

B. Presión

- Presión mínima: necesidades domésticas 15 m - Ocasiones 10 m.
- Presión máxima: influye en el mantenimiento de la red - 50 m.

En el caso de piletas públicas, la presión dinámica mínima podrá reducirse a 3.50 m a la salida de la pileta.

C. Diámetro

Además se deben de considerar los *diámetros mínimos* especificados por los REGLAMENTOS.

3.1.2. Sistemas de Distribución de Agua Potable

3.1.2.1. Sistema Abierto O Ramificado

Como la mostrada en el siguiente gráfico.

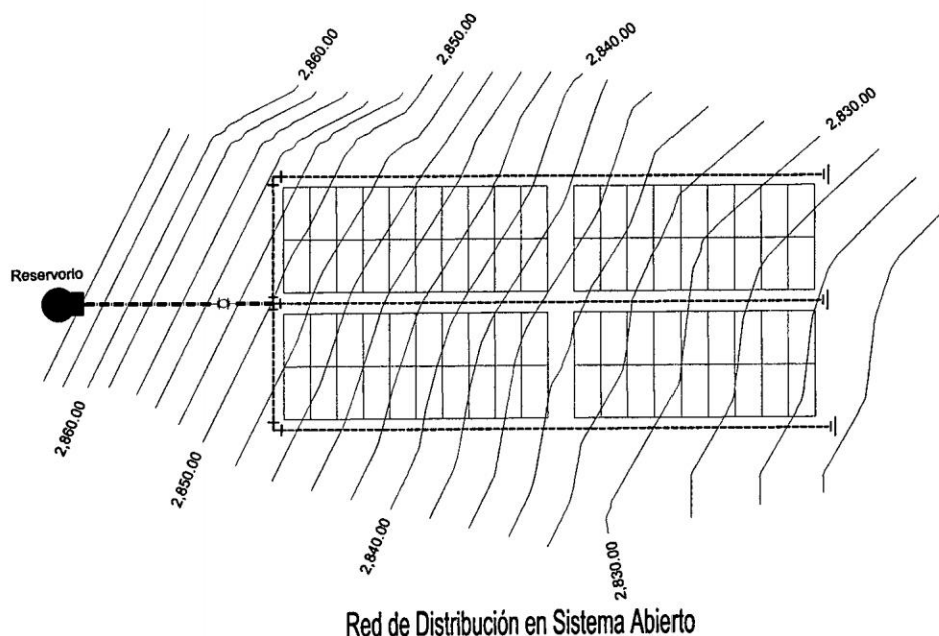


Figura 3.2: Red de distribución en sistema abierto

Aplicación

- Consumo medio:

$$Q_m = \frac{Pob * Dot}{86,400}$$

- Consumo máximo horario:

$$Q_{mh} = 1.5 * Q_m$$

- Caudal unitario:

$$q_u = \frac{Q_{mh}}{PoblacionFutura}$$

- Caudal por tramo:

$$q_{mtramo} = q_u * N^{\circ}habitantesportramo$$

Predimensionamiento de los diámetros

Por Continuidad:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

donde V es la velocidad óptima de Ritcher

Velocidad calculada con los diámetros comerciales

Por Continuidad:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Pendiente de la línea de energía

Por H& W:

$$S = \left[\frac{Q}{0.0004264CD^{2.63}} \right]^{1.85}$$

$$C = 140\sqrt{P}/S$$

Pérdida de energía

$$h = SL$$

3.1.2.2. Sistema Cerrado o en Mallas

Son sistemas de distribución de agua como la mostrada seguidamente.

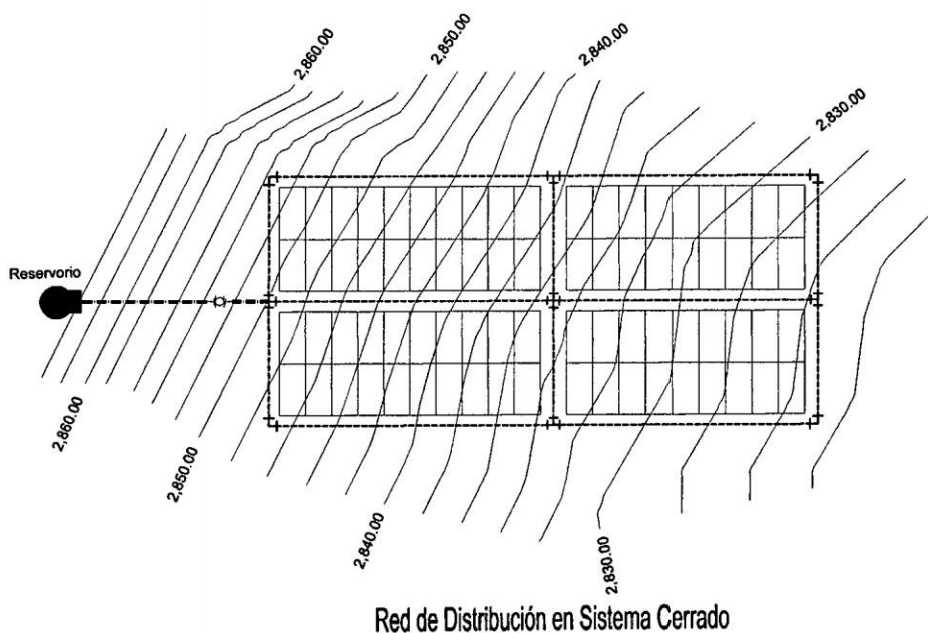


Figura 3.3: Red de distribución en Sistema Cerrado

Donde existe un sistema de redes de tuberías interconectadas entre sí.

3.1.2.3. Sistemas Mixtos

Se caracterizan por poseer características de los sistemas de tuberías cerradas y abiertas en un solo sistema, son las redes de distribución de agua que existe en una distribución por naturaleza.

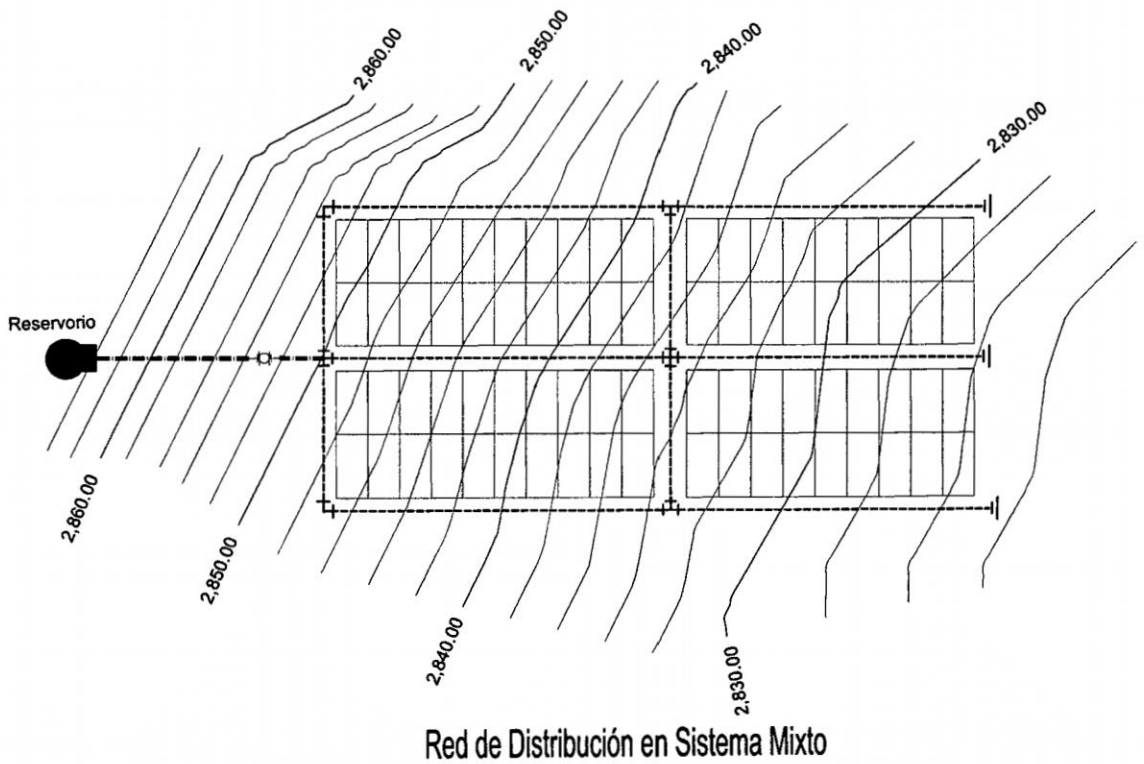


Figura 3.4: Red de distribución en Sistema Mixto

3.1.3. Tipos de Redes de Distribución

A. Redes primarias - Troncales - Matrices - Principales

- Son tuberías que conducen el agua hacia las redes secundarias.
- El dimensionamiento se hace mediante el *cálculo hidráulico*.

Predimensionamiento de la red principal

- Se deben de determinar los diámetros de las tuberías.
- Se considera que el consumo de agua es a través de los nudos.

B. Redes secundarias - Relleno - Servicio

- Forman la estructura básica del sistema y distribuyen el agua hacia las tomas domiciliarias.
- El dimensionamiento se realiza de acuerdo a datos experimentales y/o especificaciones técnicas.

3.1.4. Cálculo de Los Caudales de Influencia de Los Nudos

- Caudal por unidad de lote o conexión.
- Caudal por unidad de lote o conexión.
- Caudal por unidad de longitud *método de longitud de tubería*
- Caudal por unidad de área *método de las áreas*

3.1.5. Cálculo de los Diámetros Iterativos de los Tramos

- Método de la Velocidad
- Método de la Gradiente
- Método de la Pendiente Uniforme

3.1.6. Método de Seccionamiento

La red cerrada se convierte en una red abierta ramificada debido al corte que se realiza en la red proyectada en varios puntos determinados, de tal manera que el flujo de agua sea en un solo sentido y proveniente de un ramal principal.

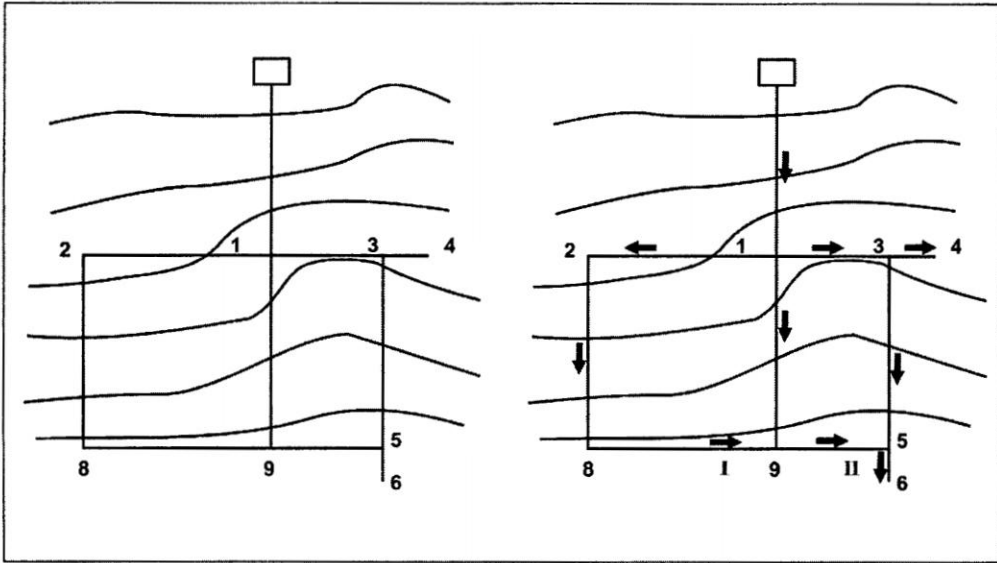


Figura 3.5: Método de Seccionamiento

En la red proyectada se identifican los circuitos, los cuales están formados por tramos numerados y que al seccionarse la red se calculan los caudales para cada tramo de la red abierta.

En un seccionamiento ideal, las presiones calculadas en los puntos de corte deben ser iguales; en la práctica se tolera una diferencia máxima de 10% con respecto al valor de las presiones obtenidas para cada nudo. Si esto no se verifica, se deberán alterar convenientemente los diámetros de algunas tuberías o modificar el seccionamiento adoptado.

3.1.7. Método de Longitudes Tributarias

Cada sección de la tubería se corresponde con una determinada área de influencia, como que da establecido en la figura siguiente.

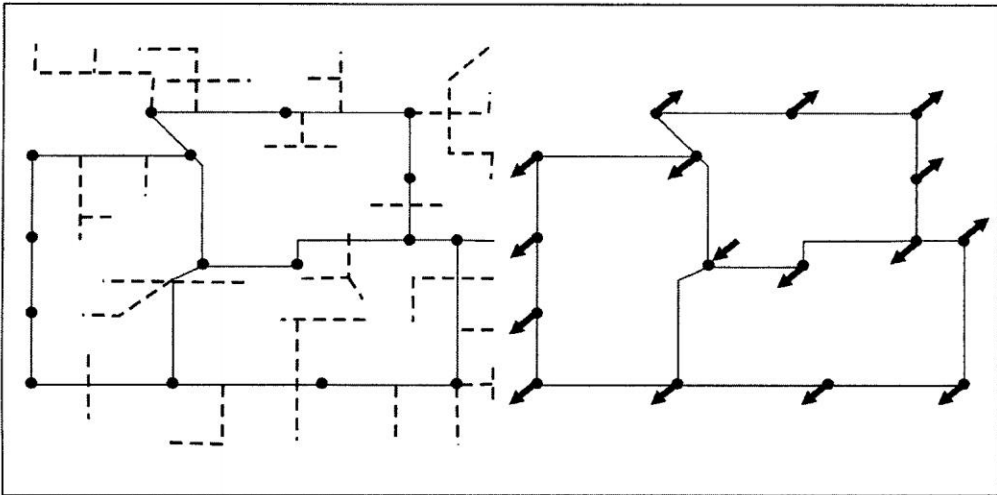


Figura 3.6: Método de Longitudes Tributarias

3.1.8. Método de Áreas Tributarias

Los caudales se concentran en los nudos en proporción al área tributaria del nudo con respecto al área de servicio total.

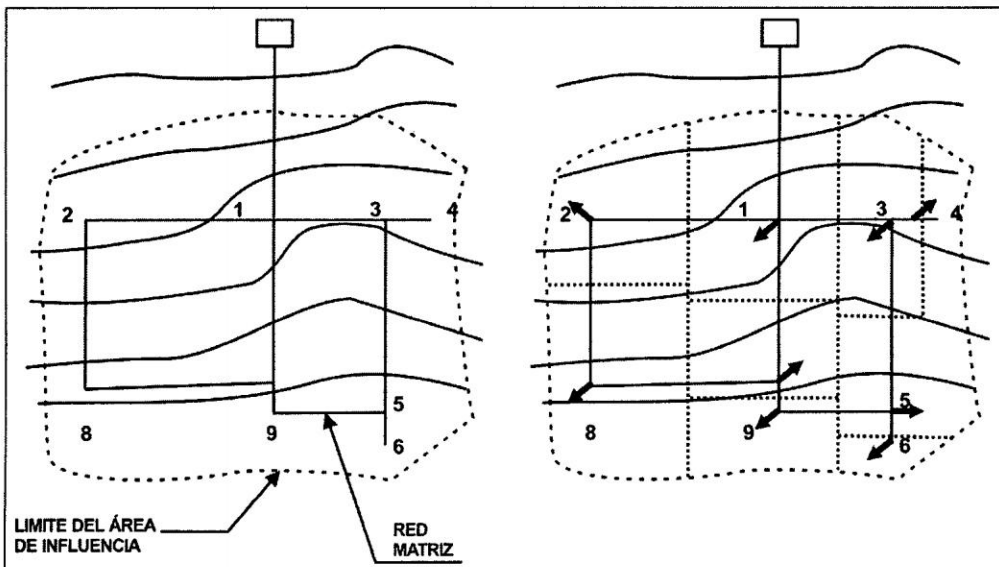


Figura 3.7: Método de Áreas Tributarias

Para determinar las áreas tributarias se trazan mediatrices a las tuberías principales.

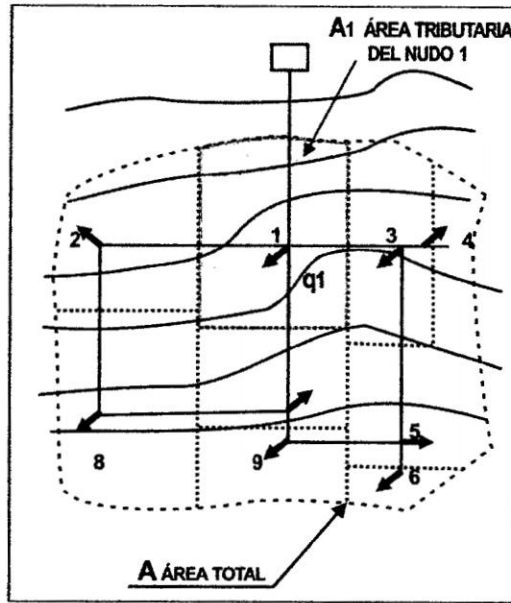


Figura 3.8: Área tributaria del nudo

Cuadro 3.1: Obtención del caudal de demanda

Nudo	Area de Influencia Tributaria	Caudal de Influencia
1	A1	q1
2	A2	q2
3	A3	q3
...
...
9	A9	q9
Total	A	QD

$$q_i = q_u + A_i$$

$$q_u = Q_D/A$$

Donde cada variables es:

q_i = Caudal de Influencia

Q_D = Caudal de Diseño

q_u = Caudal unitario

A_i = Área Tributaria

A = Área Total

Consideraciones de diseño:

Pasos Básicos en el diseño

A. Trazo de la red.

La red tiene economía de escala: si q se duplica, CRED crece en 52 %

$$C_{RED} = K_{RED}L_q^{0.6}$$

B. Diámetro de la tubería.

$$C_{DIAMETRO} = K_{DIAM}D^2$$

C. Caudal de diseño

El caudal se calcula en base a la cantidad de población futura y los servicios que la población pueda contar

D. Presión de diseño

La presión se encuentra normado, siendo la presión mínima de 10mca y la presión máxima de 50mca, las cuales tiene que cumplir con las tuberías comerciales.

3.1.9. Conexiones de Servicio

Los sistemas de abastecimiento de agua prestan el servicio mediante piletas públicas y/o conexiones domiciliarias.

En las localidades rurales se puede presentar el caso de piletas, las que se ubican en puntos estratégicos dentro del centro poblado con la finalidad de reducir la distancia que debe recorrer el usuario.

Las conexiones domiciliarias que terminan en el interior de la vivienda son derivadas de las tuberías secundarias. Este servicio es utilizado en las zonas urbanas.

Ver plano CD

3.2. Presiones

En la línea de conducción, la presión representa la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua. En un tramo de tubería que está operando a tubo lleno, podemos plantear la ecuación de Bernoulli:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Hf \quad (3.1)$$

Donde:

Z = Cota del punto respecto a un nivel de referencia arbitraria (m).

$\frac{P_0}{\gamma}$ = Altura o carga de presión, P es la presión y γ el peso específico del fluido.

V = Velocidad media del punto considerado (m/s).

Hf = Es la pérdida de carga que se produce en el tramo de 1 a 2 (en m).

Se asume que la velocidad es despreciable debido a que la carga de velocidad,

considerando las velocidades máximas y mínimas, es de 46cm. Y 18cm. En base a esta consideración la ecuación queda definida como:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + Hf$$

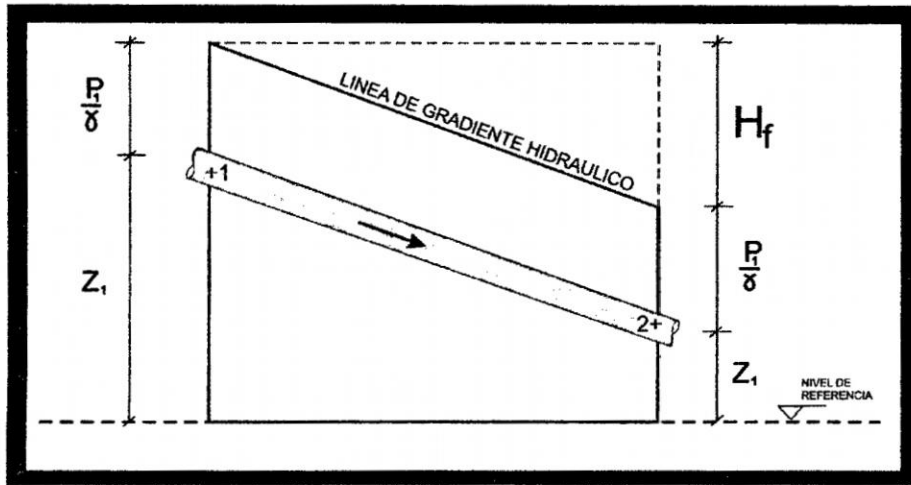


Figura 3.9: Energías de posición y presión

Se recomienda iniciar el diseño desde la cámara de captación. En esta estructura la presión es igual a la presión atmosférica, por lo que la carga de presión se asume como cero. El mismo criterio se aplica cuando se considera en el diseño como punto de partida una cámara rompe presión, resultando al final del tramo:

$$\frac{P_2}{\gamma} = Z_1 - Z_2 - Hf \quad (3.2)$$

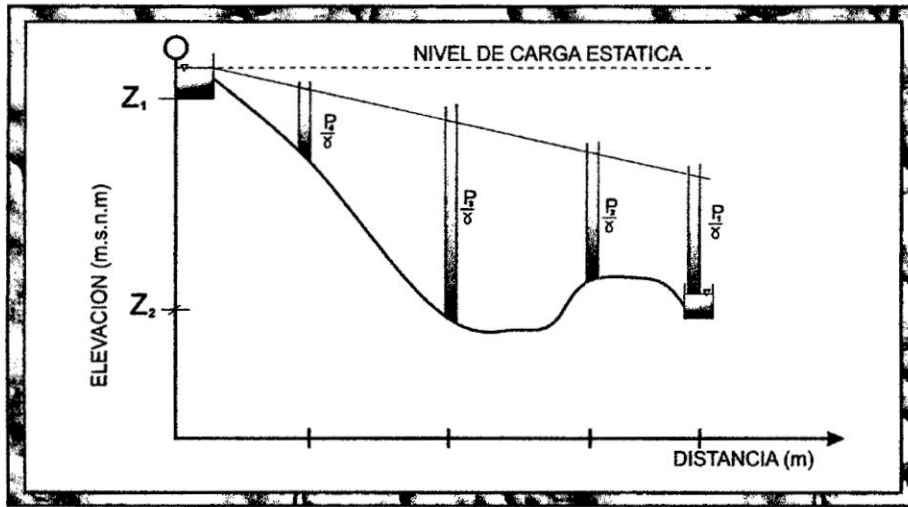


Figura 3.10: Equilibrio de presiones Dinámicas

Utilizando los datos del ejemplo anterior y considerando el valor de $H_f = 38.50m.$, se presenta el cálculo de la cota piezométrica y de la presión al final del tramo.

$$\text{cota piezométrica de reservorio} = \text{cota terreno de captación} - H_f$$

$$\text{cota piezométrica de reservorio} = 2500.00 - 38.50 = 2461.50$$

$$\text{presión final del tramo} = \text{cota piezométrica de reservorio} - \text{cota reservorio}$$

$$\text{presión final del tramo} = 2461.50 - 2450.00 = 11.50 \text{ m.}$$

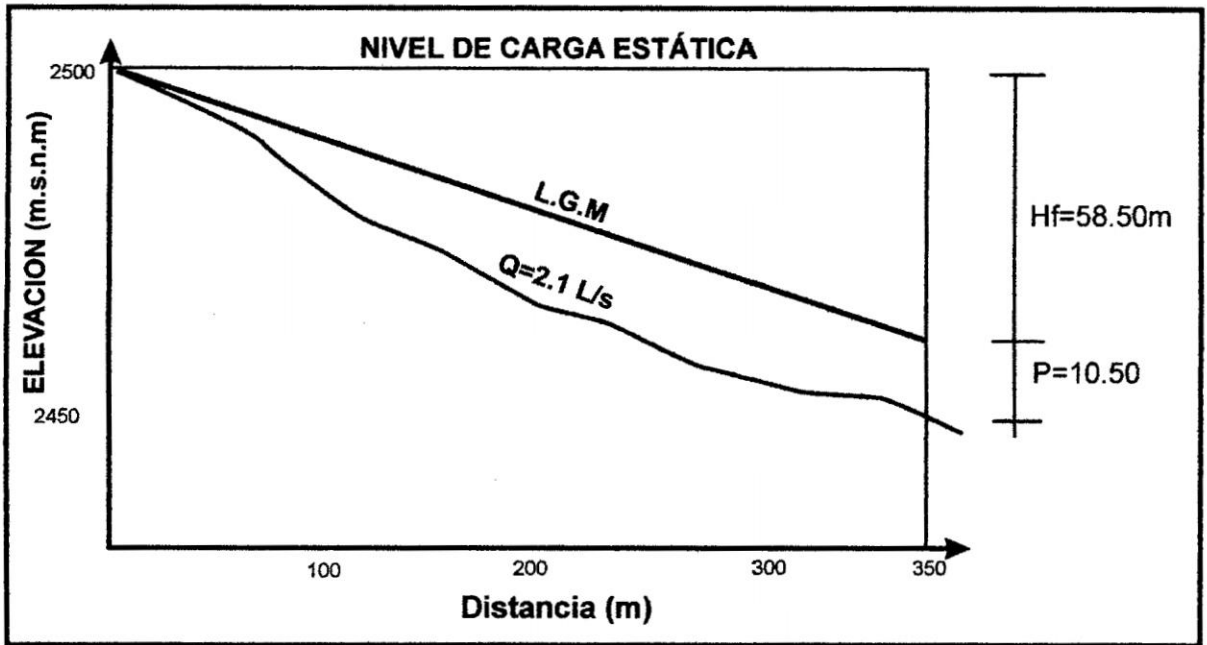


Figura 3.11: Representación de la presión Final, Pérdida de Carga por Tramo y Línea de gradiente Hidráulica (L:G:H)

3.3. Línea de Conducción

Se denominan obras de conducción a las estructuras que transportan el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento o a un reservorio. Estas se pueden realizar por: la captación hasta la planta de tratamiento o a un reservorio. Estas se pueden realizar por:

A.- Conducción por gravedad

- **Canal:** La velocidad no debe ocasionar depósitos ni erosiones. Los canales deben ser revestidos y techados.
- **Tubería:** La velocidad mínima se adoptará de acuerdo al material en suspensión pero en ningún caso será menor a 0.60 m/s.

La velocidad máxima admisible será:

- Tubos de concreto : 3 m/s

- Tubos de asbesto-cemento, acero, PVC: 5 m/s

Cuando la tubería trabaja como canal se recomiendan los siguientes valores de n de R. Manning:

- Asbesto-cemento, PVC 0.010
- Fierro fundido y concreto 0.015

B.- Conducción por bombeo

- El dimensionamiento se hará de acuerdo al criterio del diámetro económico.
- Se deben instalar dispositivos de protección contra golpe de ariete, así como válvulas de aire, válvulas de purga,
- Los equipos de bombeo deben ser dobles para garantizar el servicio continuo.

Línea de conducción por gravedad caso de tubería

3.3.1. Criterios de Diseño

- \emptyset En un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad, la L. de C. esta constituido por un conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargadas del transporte del agua desde la captación hasta el reservorio.
- Estas tuberías normalmente siguen el perfil del terreno y en ocasiones la topografía condiciona la implementación de acueductos, sifones invertidos, túneles . siendo las consideraciones económicas un factor para la selección de la mejor alternativa.
- La L. de C. se diseña utilizando el máximo de la energía disponible para conducir el caudal deseado, seleccionando el menor diámetro que permita presiones iguales o menores a la resistencia física que el material de la tubería puede soportar.

1.1 Carga disponible

Es la diferencia de elevación entre la estructura u obra de captación y el reservorio.

1.2 Caudal diseño

Se dimensiona para conducir el Caudal Máximo Diario (Q_{md}):

$$Q_{md} = k_1 Q_m$$

Donde:

$$Q_m = Poblacion * Dotacin$$

3.3.2. Clase de Tubería

Se realiza de acuerdo a diversos criterios:

a) Tipo de material de tubería

- Fibrocemento
- Fundición
- Hormigón
- Plástico

Termoplástico

PVC

Polietileno de alta y baja densidad

Termoestables Poliéster
Poliéster revestido con fibra de vidrio

b) Calidad de agua

ACIDA	pH <7
aguas corrosivas NEUTRA	6 <pH <8 agua potable
BASICA ó ALCALINA	pH >7 agua difícil de tratar

c) Resistencia mecánica del material



Figura 3.12: Oxidación de tubería

- La resistencia de la tubería a la presión del fluido se denomina clase de la tubería.
- Las distintas clases de tuberías a seleccionar para la L. de C. son función de la máxima presión que puede presentarse en la línea de carga, eventualmente se pueden generar sobre presiones inducidas por el fenómeno de golpe de ariete.

- La presión máxima no ocurre en condiciones de operación sino cuando se presenta la carga estática al estar cerrada la válvula de control de la tubería. Un cierre o apertura abrupta de la válvula induce ondas de sobre presión que deben evaluarse.
- Las tuberías de PVC son cada vez más usadas en poblaciones rurales y en mayores. Estas tuberías tienen la ventaja con respecto a otras en que el material es más económico, flexible, durable, anticorrosivo, de poco peso y fácil transporte e instalación, además se fabrican en diámetros menores de 2 pulg disponibles en el mercado.
- En la tabla siguiente se presentan los tipos de clase de una tubería.

Características técnicas de a tubería

PARA PRESION NTP-ISO-4422

CLASE	PRESION MAXIMA DE PRUEBA (m)	PRESION MAXIMA DE TRABAJO (m) A 20°C	FACTOR DE SEGU- RIDAD
5	50	35	1.4
7.5	75	50	1.5
10	105	70	1.5
15	150	100	1.5

Fuente: extraído desde la referencia [13]

La caracterización de los diversos materiales usados en la fabricación de tuberías así como los ensayos de aceptación han sido elaboradas por SENCICO, pudiéndose además consultar en la web de INDECOPI.

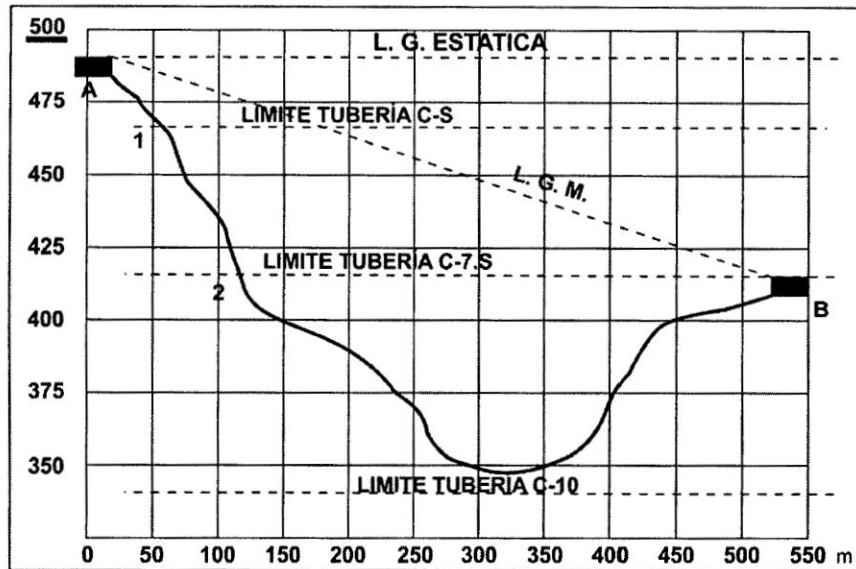


Figura 3.13: Selección de la clase de tubería para las presiones máximas de trabajo

Selección de la clase de tubería para las presiones máximas de trabajo

3.3.3. Diámetros

En la determinación del diámetro comercial se consideran diferentes soluciones y se evalúan diversas alternativas desde el punto de vista económico. Considerando el máximo desnivel en toda la longitud del tramo, el diámetro seleccionado deberá tener la capacidad de transportar el caudal de diseño con velocidades entre 0.6 a 3.0 m/s (ver Tabla de RICHTER, reglamentos) y las pérdidas de carga por tramo calculado deberán ser menores o iguales a la carga disponible.

3.3.4. Estructuras Complementarias

3.3.4.1. Válvulas de aire

En una L. de C. se puede acumular el aire en las puntos altos ocasionando la reducción del área de flujo, produciendo un aumento de pérdida de carga y una

Cuadro 3.2: Velocidad media más económica en tuberías

VELOCIDAD MEDIA MAS ECONOMICA EN TUBERIAS (m/s) según RICHTER	
Tuberías de succión en bombas centrífugas, de acuerdo con la carga de succión, longitud, temperatura del agua (menos de 70°C)	0.5 a 1.0
Tuberías de descarga en bombas	1.5 a 2.0
Redes de distribución para agua potable e industrial:	
Tuberías principales	1.0 a 2.0
Tuberías laterales	0.5 a 0.7
Tuberías muy largas	1.5 a 3.0

Fuente: extraído desde la referencia [13]

disminución del caudal. La válvula de aire se instala para evitar esta acumulación, pudiendo ser manual o automática, siendo esta última muy costosa por lo que se suele emplear una válvula de compuerta.

Ver plano VA

3.3.4.2. Válvulas de Purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la L. de C. con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza por tramos de la tubería.

Ver plano VP

3.3.4.3. Cámaras Rompe Presión

Si se presenta bastante desnivel entre la captación y algunos puntos a lo largo de la L. de C. se pueden generar presiones superiores a la presión máxima que puede soportar la tubería. Para minimizar este efecto se colocan válvulas reductoras de presión o se construye una cámara rompe-presión. La selección obedece a criterios económicos.

La construcción de una cámara de rompe-presión disipa la energía y reduce la presión relativa a cero (presión atmosférica) evitando los daños en la tubería. Cuando se

disminuye la presión se requieren tuberías de una menor clase y se reduce el costo.

Ver plano CRP

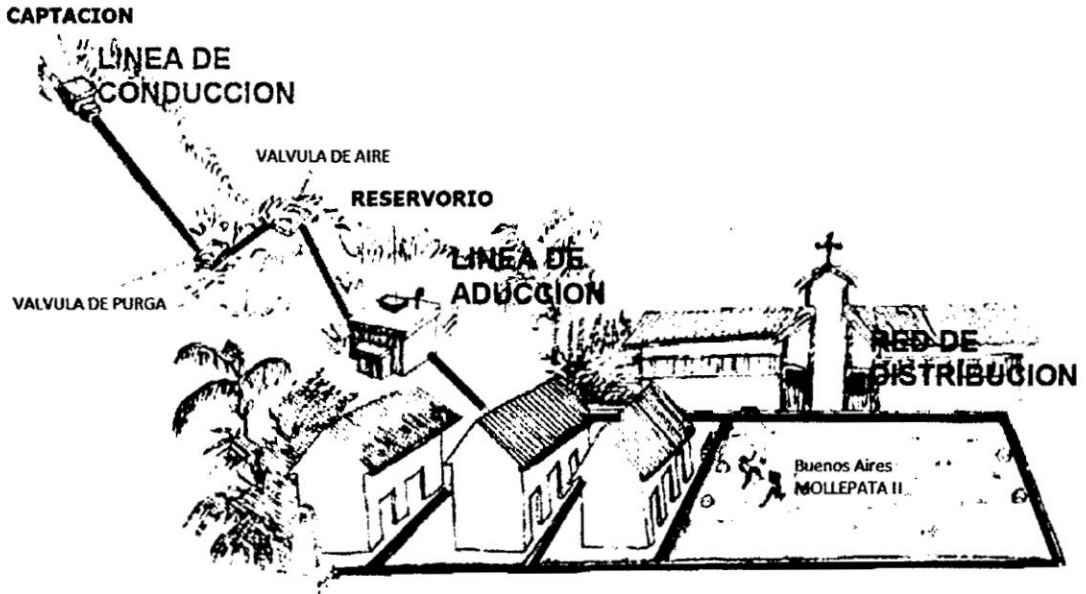


Figura 3.14: Esquema de un sistema de Abastecimiento de Agua

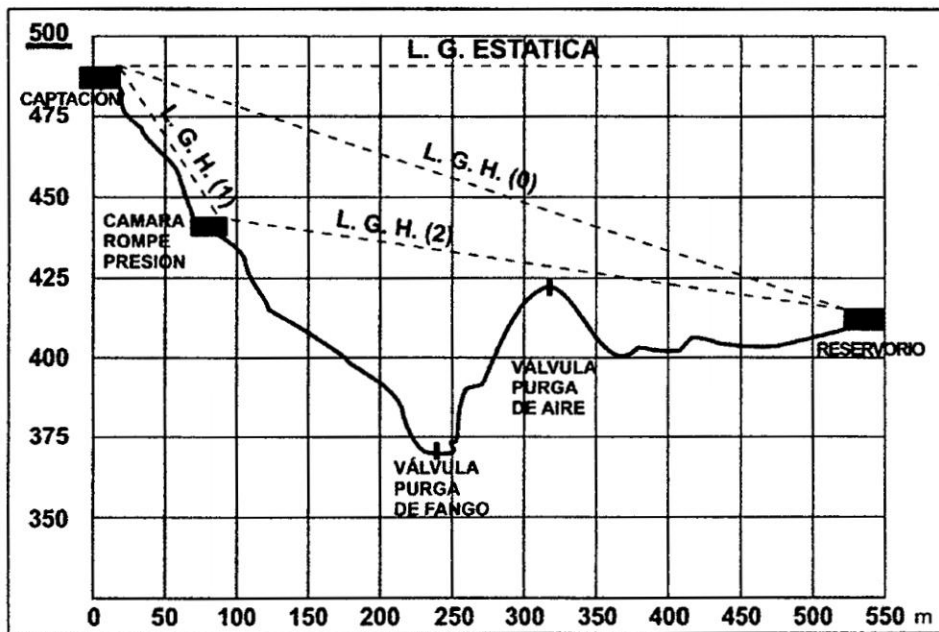


Figura 3.15: Ubicación de Estructuras Complementarias en la Línea de Conducción

3.3.5. Línea de gradiente Hidráulico

- La LGH indica la presión del agua a lo largo de la tubería bajo condiciones de operación.
- Al trazar la LGH para un caudal que descarga libremente a la atmósfera (como dentro de un reservorio) puede resultar en una presión residual en el punto de descarga que puede ser positiva o negativa.

3.3.6. Pérdida de Carga

- Es la energía necesaria para transportar una caudal de un punto a otro y que disipa el fluido por fricción.
- Las tuberías pueden clasificarse en largas y cortas (criterio L/D y 10% de pérdidas por fricción).
- Las pérdidas por fricción pueden lineales o locales.

3.3.6.1. Pérdida de Carga Unitaria

- Es la pérdida de energía por unidad de longitud.
- Se evalúa con la ecuación de:

Hazen & Williams:

$$Q = 0.0004264CD^{2.63} \left(\frac{h_f}{L} \right)^{0.54}$$

Darcy & Wesibach:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = \frac{8fLQ^2}{\pi^2 g D^5}$$

3.3.6.2. Presión y Cota Piezométrica

- De la ecuación de la energía entre 1 y 2(Z):

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} - \sum h_f - \sum h_L = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g}$$

3.3.7. Combinaciones de Tuberías

- Al dimensionar el diámetro de la L. de C. puede no haber un único diámetro que proporcione la pérdida de carga deseada por lo que se requiere una combinación de diámetros de tuberías y clases.
- Cuando se combinan los diámetros de las tuberías se pueden manipular las pérdidas de carga y reducir las presiones dentro de rangos admisibles, disminuyendo el diámetro y en algunos casos el número de cámaras rompe presión, por lo que resulta un proyecto menos costoso.

3.4. Calculo de Caudales de Diseño y variaciones de Consumo

Para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema satisfaga las necesidades reales de la población; diseñado cada estructura de tal forma que las cifras de consumo y variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

La variación del consumo está influenciada por diversos factores tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc.

3.4.1. Consumo Promedio Diario Anual (Qm)

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litros por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente relación:

$$Q_m = \frac{\text{Dotacion (lt/hab/dia)} \times Pf(\text{hab})}{86,400\text{s/dia}}$$

Donde

- Q_m , es el consumo Promedio diario Anual (l/s)
- P_f , es la población Futura (hab)

3.4.2. Consumo Máximo Diario (Q_{md})

El consumo máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año. Para el consumo máximo diario (Q_{md}) se considerará entre el 120 % y 150 % del consumo promedio diario anual (Q_m), recomendándose así el valor promedio de 130 %.

$$\text{Consumo máximo diario (Qmd)} = 1.3 Q_m \text{ (l/s)}$$

El consumo máximo diario (Q_{md}) será conducido por la línea de conducción.

Según el R.N.C :

K1 debe variar de 1.2 a 1.5 pero se recomienda un valor de 1.5

- Q_{max} diario = $K1 \cdot Q_m$

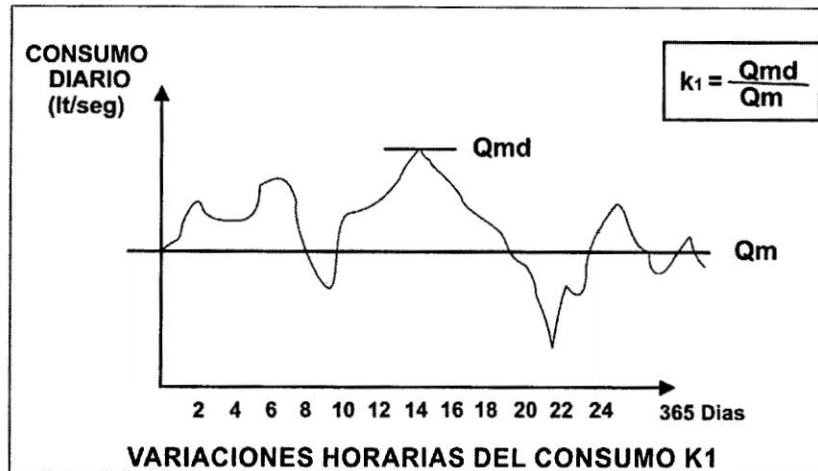


Figura 3.16: Variaciones Diarias del Consumo K1

3.4.3. Consumo Máximo Horario (Q_{mh})

El consumo máximo horario, se define como la hora de máximo consumo del día.

En el caso del consumo máximo horario (Q_{mh}) se considerará como el 100% del promedio diario (Q_m). Para poblaciones concentradas o cercanas a poblaciones urbanas se recomienda tomar valores de 150% .

$$\text{Consumo máximo horario } (Q_{mh}) = 1.5 Q_m \text{ (l/s)}$$

El consumo máximo horario Q_{mh} = ingresará mediante la línea de aducción a la red de distribución.

Según el R.N.C :

- Para poblaciones de 2 000 a 10 000 hab. $K_2 = 2.5$
- Para poblaciones mayores de 10 000 hab. $K_2 = 1.8$

* $Q_{\text{max horario}} = K2.Q_m$

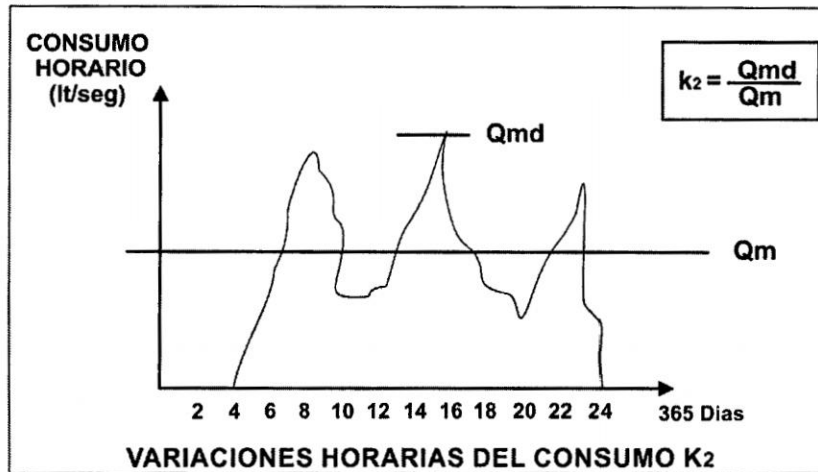


Figura 3.17: Variaciones Horarias del Consumo K2

3.4.4. Consumo Máximo Maximorum (Q_{mm})

Máximo Horario en el día de máximo consumo.

- $K3 = K1.K2$

Consumo Máximo Maximorum.

- $Q_{mm} = K3.Q_m$

Según Reglamentos:


 MINISTERIO DE VIVIENDA NORMAS Y REQUISITOS PARA LOS PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DESTINADOS A LOCALIDADES URBANAS R.S. Nº 146-72-VI - D M del 8-3-72		
CAPITULO 3-II-II DATOS BASICOS DE DISEÑO 3-II-II-3.- DOTACION La dotación diaria por habitante se ajustará a los siguientes valores:		
POBLACION	CLIMA	
	FRIO	TEMPLADO Y CALIDO
De 2,000 hab. a 10,000 hab.	120 l/h/d	150 l/h/d
De 10,000 hab. a 50,000 hab.	150 l/h/d	200 l/h/d
Más de 50,000 hab.	200 l/h/d	250 l/h/d
Cualquier variación que se proponga a estas dotaciones deberá estar técnicamente justificada en base a informaciones estadísticas comprobadas.		

Figura 3.18: Datos Básicos de Diseño / Dotación


 MINISTERIO DE VIVIENDA NORMAS Y REQUISITOS PARA LOS PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DESTINADOS A LOCALIDADES URBANAS R.S. Nº 146-72-VI - D M del 8-3-72		
CAPITULO 3-II-II DATOS BASICOS DE DISEÑO 3-II-II-4.- VARIACIONES DE CONSUMO		
Para los efectos de las variaciones de consumo se considerarán las siguientes relaciones con respecto al promedio anual de la demanda:		
a) Máximo anual de la demanda diaria:	1.2 a 1.5	
b) Máximo anual de la demanda horaria:		
Para poblaciones de 2,000 a 10,000 hab.:	2.5	
Para poblaciones mayores de 10,000 hab.:	1.8	

Figura 3.19: Datos Básicos de Diseño/Variaciones de consumo

Parte III

MATERIALES Y MÉTODOS

Capítulo 4

ASPECTOS TÉCNICOS EN LA MODELIZACIÓN DE REDES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

4.1. Recopilación de Datos

4.1.1. Aspectos Técnicos

4.1.1.1. Calidad del Agua

Para obtener la calidad de agua que se utiliza actualmente para el consumo doméstico en nuestra área de estudio; se tomaron muestras a la fuente de abastecimiento (agua superficial del Proyecto Especial Río Cachi) y a la red de agua potable existente de la localidad de Huaschahura; para realizar los análisis físicos - químicos y bacteriológicos.

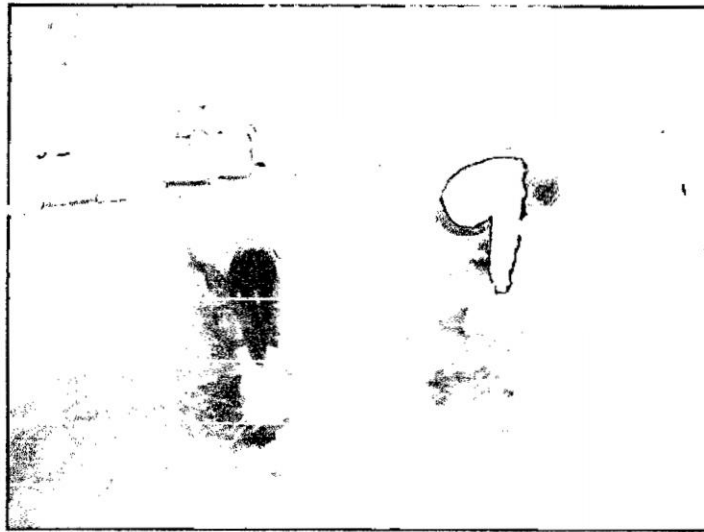


Figura 4.1: Evidencia Fotográfica de la Muestras del Río Cachi.

Cuadro 4.1: Resultados del análisis fisico químicos

Parámetro	Unidad	Resultados		límite Máximo
		M1	M2	Permisible
Dureza total	mg/L $CaCO_3$	80	60	150
Alcalinidad	mg/L $CaCO_3$	60	50	<120
Conductividad	μ mhos/cm	156	93	N.E
Cloruros	mg/L Cl'	16	10	250
Nitratos	mg/L	4.5	2	45
Nitritos	mg/L	0.05	0.02	0.1
PH	-	6.2	7.3	60-90
Sulfatos	mg/L Fe	0.009	0.12	0.3
Manganeso	mg/L Mn	0.004	0.06	0.2

Fuente: Universidad Nacional de Ingeniería - Estudio de Calidad de Agua - mayo 2008

Los resultados del Laboratorio de Análisis de Agua realizados en la *Universidad Nacional de Ingeniería* se indican en el siguiente cuadro.

M1: Agua Superficial del Río Cachi.

M2: Red de Agua Potable de la Localidad de Huasachura.

Los resultados de los parámetros del Análisis Físicos Químicos, se encuentran dentro del Límite Máximo Permisible, establecido por la Ley General de aguas, que corresponde al abastecimiento doméstico de agua con simple desinfección, por lo

que el agua superficial del Río Cachi, es una buena fuente para abastecimiento de agua.

4.1.1.2. Condiciones Topográficas

El área de estudio de la Línea de Conducción - Aducción posee una topografía heterogénea debido a la presencia de la superficie de tipo ondulado lo cual es accidentada con pendientes fuertes. Asimismo, presenta diversidad de pisos ecológicos. Por otro lado la Red de Distribución presenta una topografía llana, lo cual no perjudica en los trabajos a efectuarse. Ver plano topográfico. *PP – 01*

4.1.1.3. Condiciones Climáticas.

El Clima en la Ciudad de Ayacucho y Mollepata es templado y seco, con cielo azul permanente y un resplandeciente sol, la temperatura promedio es de 17.5_0C y se caracteriza por su constante aire primaveral. Asimismo tiene una humedad relativa promedio del 56 %.

4.1.1.4. Vías de Comunicación

La vía de acceso principal hacia la ciudad de Ayacucho, es a través de la Carretera de la Panamericana Sur hasta San Clemente - Pisco y continúa por la carretera Los Libertadores, con una duración de 6-7 horas aproximadamente y un recorrido de 573 Km. de distancia de la ciudad de Lima. Asimismo el acceso puede ser a través de otras modalidades:

- Vía aérea Lima Ayacucho, de 45 minutos de viaje.
- Vía terrestre de Ayacucho a Mollepata, 10 minutos de viaje.

4.1.2. Aspectos sociales

Existe actitudes de los pobladores en organización comunal y disponibilidad de apoyo en aportar con la mano de obra no calificada para el proyecto de saneamiento. Las localidades de Mollepata se caracterizan por ser localidades con población en extrema pobreza del Distrito de Ayacucho. La base económica de Localidad de Mollepata (Buenos Aires), consiste en actividades de agricultura y ganadería en pequeña escala para el autoconsumo, esta situación muchas veces no permite a la población cubrir sus necesidades para su vestimenta y gastos en salud.

4.1.2.1. Servicios de Saneamiento, Salud y Educación.

▣ Agua Potable

En la Localidad de Mollepata - Buenos Aires, no cuentan con redes de agua potable ni conexiones domiciliarias. En el sector denominado Mollepata 1, solamente se abastecen a través de piletas públicas, mientras que en el sector de Mollepata 2 se abastecen a través de camiones cisternas.

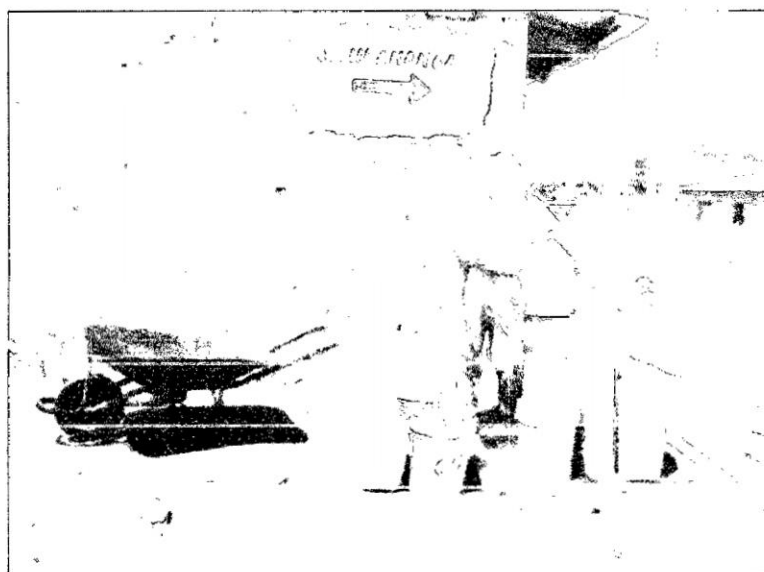


Figura 4.2: Se aprecia una pileta en Mollepata 1, ubicado a la altura del Jr. Huamanga.

▣ Alcantarillado

La población de las localidades de Mollepata y Anexos, actualmente no cuentan con el servicio de alcantarillado; por el cual utilizan letrinas, silos, etc, para evacuar sus desagües.



Figura 4.3: Se aprecia el tipo de silo que se utiliza para evacuar sus desagües .

■ **Educación:**

Se les brinda educación inicial, primaria y secundaria; pero no cuentan con educación superior. Sin embargo, la educación superior lo realizan en la ciudad de Huamanga, por ser el lugar más cercano a su localidad.

Las infraestructuras de los Centros Educativos se encuentran en buen estado y cuentan con la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga. El índice de Analfabetismo ha disminuido en los últimos años.

■ **Salud:**

Se les brinda servicios de salud a través de los Puestos de Salud ubicados en cada localidad, cuyas infraestructuras se encuentran en buen estado. Asimismo, cuentan con personal calificado.

Las estadísticas de salud, indican que en las localidades pertenecientes al área de estudio, se presentan con mayor frecuencia enfermedades de tipo respiratorio, infecciosas parasitarias y del sistema digestivo gastrointestinales.

La ausencia y deficiencia de servicios de saneamiento en Mollepata, incrementan la cantidad de incidencias de enfermedades, situación que se revertirá con la ejecución de las obras de saneamiento

4.1.2.2. Actitud de los pobladores, Organización comunal, Disponibilidad de Apoyo

Existe actitudes de los pobladores en organización comunal y disponibilidad de apoyo en aportar con la mano de obra no calificada para el proyecto de saneamiento. Las localidades de Mollepata se caracterizan por ser localidades con población en extrema pobreza del Distrito de Ayacucho.

4.2. Estudio Básico de Ingeniería

4.2.1. Estudio Demográfico

4.2.1.1. Estudio de la población

Es necesario realizar un estudio de población en la comunidad de esta se deducirá la población futura de diseño, para calcular los diferentes caudales de diseño. La determinación de la población actual, se podrá realizar de la siguiente forma:

1. Recuento del número de viviendas y sus habitantes de cada una
2. Recuento de viviendas y multiplicar por el promedio de habitantes (5 / vivienda)

3. Obtención de datos de censos para estimar la población futura.

4.2.2. Estudio Hidrológico

4.2.2.1. Fuentes de Abastecimiento

Disponibilidad del recurso hídrico, ubicación de la fuente, se debe realizar el aforo de dicha fuente a ser captado, de modo que no se tengan problemas en la etapa de ejecución, el caudal debe ser suficiente para la población futura.

4.2.3. Estudio Sanitario

4.2.3.1. Calidad de Agua

Para obtener la calidad de agua que se utiliza actualmente para el consumo doméstico en nuestra área de estudio; se tomaron muestras a la fuente de abastecimiento (agua superficial del Proyecto Especial Río Cachi) y a la red de agua potable existente de la localidad de Huaschahura; para realizar los análisis físicos - químicos y bacteriológicos.

4.2.4. Estudio Topográfico

4.2.4.1. Levantamiento Topográfico

El estudio topográfico se debe realizar a lo largo de una ruta propuesta por donde tentativamente pasará la tubería, tomando los detalles de caminos, quebradas, cercos, ubicación de viviendas con nombre del propietario, fuentes de agua y otros que se estime; Dicho estudio se efectuará utilizando el equipo topográfico usual.

4.2.5. Información Básica a Obtener en el trabajo de Campo

Luego de realizar el levantamiento topográfico y evaluación de la comunidad se debe obtener los datos que figuran en la Memoria Descriptiva de la localidad en estudio.

4.3. Propiedades de los Materiales

4.3.1. Tuberías

- **Tuberías Troncales**

A estas tuberías se le conoce también como Red Principal; y son aquellas tuberías que tienen mayor diámetro y que conforman la red de distribución en circuitos cerrados.

- **Tuberías de Servicio**

A esta tubería se le conoce también como red secundaria, y son aquellas tuberías que tienen menor diámetro y que están conectadas a las tuberías troncales.

Son las encargadas de brindar el servicio local a los predios, conformando la malla del sistema de distribución.

- **Tipo de tubería a empalmarse**

Se utilizara la tubería de PVC Unión Flexible NTP-ISO4422

4.3.2. Válvulas

- **Ubicacion de Válvulas de cierre.**

Se tomara en cuenta lo siguiente:

La colocación de las válvulas debe ser como máximo cada 500m, las válvulas de interrupción son muy importantes cuando se precisa realizar reparaciones en un tramo de la red de distribución.

Controla las presiones en la red de distribución de agua potable.

4.3.3. Accesorios

- **Codos.-**

Se especifica de acuerdo al ángulo en grado, entre dos tramos de tubos conectados y el diámetro de la tubería que los une.

- **Tees.-**

Se emplean para conectar un tubo en ángulo recto u oblicuo a la red. Una Tee puede tener diámetros iguales en sus tres bocas o también pueden ser reductoras, es decir que una boca tiene mayor o menor diámetro que las otras.

- **Cruces o Dobles Tees.-**

Una cruz recta es aquella que tiene iguales dimensiones en sus cuatro bocas y una cruz reductora tiene generalmente diámetros cada par de bocas opuestas del mismo diámetro.

- **Tapones**

Estos elementos se utilizan para cerrar el extremo de un Tubo Cuando no va hacer utilizado.

4.4. Periodo de Diseño

4.4.1. Definición

En la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema. Intervienen una serie de variables. Por lo tanto el periodo para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto el periodo de Diseño puede definirse como:

- a) El período de diseño puede definirse como el tiempo para el cual el sistema será 100 % eficiente, ya sea por la capacidad en la conducción del caudal deseado o por la existencia física de las instalaciones.
- b) En una obra de ingeniería civil, es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará el servicio para la cual fue diseñada.
- c) Es el tiempo dentro del cual se priorizan las inversiones y se minimizan las capacidades ociosas instaladas (no genera tasa de retorno) de los elementos del sistema.
- d) Para determinar el periodo de diseño se consideran factores como: durabilidad o vida útil de las instalaciones o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento. Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el periodo de diseño aconsejable. A continuación, se indican algunos rangos de valores asignados para los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua potable.

4.4.2. Factores Determinantes

- a) Vida útil de las estructuras y equipos electromecánicos, considerándose la obsolescencia, el desgaste y daños.
- b) Factibilidad de la construcción, posibilidad de ampliaciones futuras y/o sustitución y la planeación de las etapas de construcción de la obra.
- c) Cambios en el desarrollo social, económico y la tendencia de crecimiento de la población.
- d) Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.
- e) Posibilidades de financiamiento y la tasa de interés. La capacidad del sistema depende del costo total capitalizado.

4.4.3. Selección del periodo de Diseño

En la práctica, se requiere adoptar una decisión para el período de diseño de acuerdo a:

4.4.3.1. Reglamentos Vigentes en la Zona del Proyecto

- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
- Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda (ININVI)
- Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL)
- Dirección General de Salud Ambiental (DIGESA)
- Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS)
- Empresas prestadoras del servicio (EPS) de agua potable (SEDA ..., EPS?)



MINISTERIO DE VIVIENDA

**NORMAS Y REQUISITOS PARA LOS PROYECTOS DE
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DESTINADOS A
LOCALIDADES URBANAS**

R.S. Nº 146-72-VI - D M del 8-3-72

CAPITULO 3-II-II

DATOS BASICOS DE DISEÑO

3.II-II-1.- Períodos recomendable de las etapas constructivas.

- a) Para poblaciones de 2,000 hasta 20,000 habitantes se considerará de 15 años.
- b) Para poblaciones de 20,000 a más habitantes se considerará de 10 años.
- c) Los plazos se justificarán de acuerdo con la realidad económica de las localidades.

Figura 4.4: Normas y Requisitos Para los Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado



**REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES
INFRAESTRUCTURA SANITARIA
PARA POBLACIONES URBANAS**

**NORMA TÉCNICA DE
EDIFICACION 0.100**

PRIMERA EDICIÓN

DICIEMBRE 1991

8.120	DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA PARA POBLACIONES URBANAS
8.121	INFORMACION BASICA
8.121.1	Provisión contra Desastros y otros Riesgos En base a la información recopilada el proyectista deberá tomar las provisiones del caso, diseñando sistemas flexibles en su operación, sin descuidar el aspecto económico.
8.121.2	Período de Diseño Para proyectos de poblaciones o ciudades, así como para proyectos de mejoramiento y/o ampliación de servicios en asentamientos existentes, el período de diseño será fijado por el proyectista utilizando un procedimiento que garantice los períodos óptimos para cada componente de los sistemas.

Figura 4.5: Reglamento Nacional de Construcciones Infraestructura Sanitaria Para Poblaciones Urbanas



**SEDAPAL
SERVICIO DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLADO DE LIMA**

**NUEVO REGLAMENTO DE ELABORACION
DE PROYECTOS**

No se indica al respecto.

Figura 4.6: Sedapal

**NORMA TECNICA
ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO PARA POBLACIONES
RURALES Y URBANO-MARGINALES**

4.03. PERIODO DE DISEÑO

Los periodos de diseño se determinarán considerando los siguientes factores:

- Vida útil de las estructuras de concreto y de los equipos electromecánicos.
- Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones de la infraestructura.
- Crecimiento y/o decrecimiento poblacional.
- Capacidad económica para la ejecución de las obras.

Para el diseño se tomará en cuenta los siguientes valores:

a. Obras de captación	=	20 a 30 años
b. Pozos	=	20 a 30 años
c. Plantas de tratamiento, reservorios	=	20 a 30 años
d. Tuberías de conducción y de distribución	=	20 a 30 años
e. Equipo de bombeo	=	5 a 10 años

Figura 4.7: Norma técnica de Abastecimiento de Agua Potable

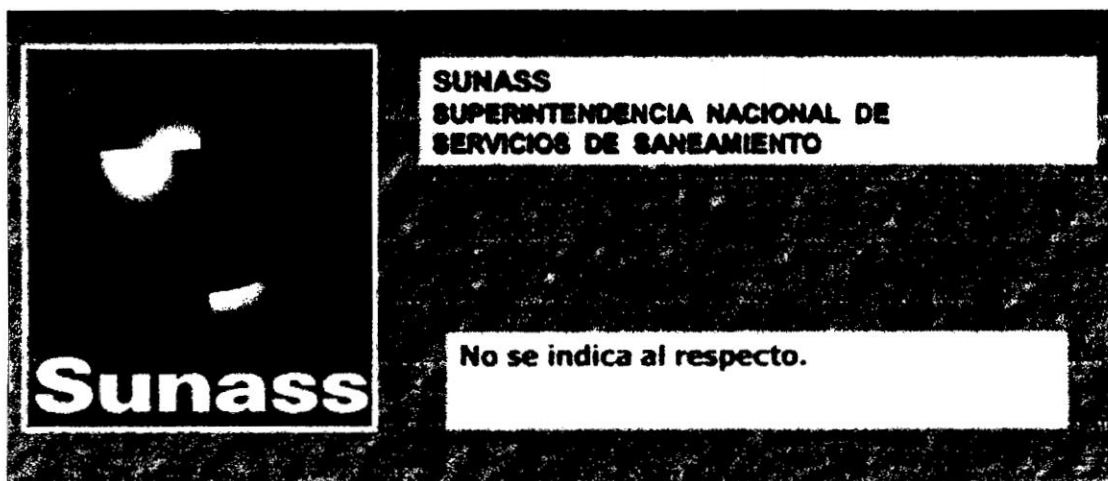


Figura 4.8: SUNASS Superintendencia Nacional de Servicio de Saneamiento

Cuadro 4.2: Fuentes de abastecimiento de agua

A	FUENTES SUPERFICIALES
	<p>A.1 SIN REGULACION Deben proveer un caudal mínimo para un período de 20 a 30 año</p> <p>A.2 CON REGULACION La capacidad de embalse deben basarse en registro de escorrentía de 20 a 30 años</p>
B	FUENTES SUBTERRANEA
	El acuífero debe ser capaz de satisfacer la demanda para una población futura de 20 a 30 años, pero su aprovechamiento puede ser por etapas, mediante la perforación de pozos con capacidad dentro de períodos de diseño (10 años).
C	OBRAS DE CAPTACION
	<p>Dependiendo de la magnitud e importancia de la obra se podrán utilizar períodos de diseño entre 20 y 40 años</p> <p>C.1 DIQUES-TOMAS 15 – 25 año</p> <p>C.2 DIQUES-REPRESAS 20 – 50 año</p>
D	ESTACIONES DE BOMBE
	<p>Se entiende por estación de bombeo a los edificios, equipos, bombas, motores, accesorios, etc.</p> <p>D.1 A las bombas y motores, con una durabilidad relativamente corta y cuya vida se acorta en muchos casos por razones de un mantenimiento deficiente, conviene asignarles períodos de diseño entre 10 y 15 año.</p> <p>D.2 Las instalaciones y edificios pueden ser diseñados, tomando en cuenta las posibilidades de ampliaciones futuras y con un períodos de diseño de 20 a 25 años</p>
E	LINEAS DE ADUCCION
	Dependerá en mucho de la magnitud, diámetro, dificultades de ejecución de obra, costos, etc., requiriendo en algunos casos un análisis económico. En general, un período de diseño aconsejable está entre 20 y 40 años.
F	PLANTAS DE TRATAMIENTO
	Generalmente se da flexibilidad para desarrollarse por etapas, lo cual permite estimar períodos de diseño de 10 a 15 años, con posibilidades de ampliaciones futuras para períodos similares.
G	ESTANQUES DE ALMACENAMIENTO
	<p>G.1 DE CONCRETO 30 - 40 años</p> <p>G.2 METALICOS 20 - 30 años</p> <p>Los estanques de concreto permiten también su construcción por etapas, por lo cual los proyectos deben contemplar la posibilidad de desarrollo parcial.</p>
H	REDES DE DISTRIBUCION
	Las redes de distribución deben diseñarse para el completo desarrollo del área que sirven. Generalmente se estiman períodos de diseño de 20 años, pero cuando la magnitud de la obra lo justifique estos períodos pueden hacerse mayores: 30 a 40 años.
I	OBRAS DE ARTE Y DEMAS EQUIPOS Y ACCESORIO
	Obras de arte y demás equipos y accesorios que conforman el sistema, se les asignará períodos de diseño de acuerdo a su función y ubicación respecto a los componentes del sistema que los contiene.

Fuente: *Abastecimiento de Agua* - Arturo Rocha Felices

4.4.3.2. Consideraciones Sobre los Reglamentos Utilizados en Proyecto

4.4.3.3. Periodo Óptimo de Diseño

Criterios económicos en los que se prioriza la inversión y se minimizan las capacidades ociosas, seleccionando el período óptimo según la ingeniería del proyecto y el tipo de servicio.

- Se efectúa con el criterio de "Sensibilidad Económica". Utiliza la economía de escala, siendo la ecuación de costos:

$$C = k.T^\alpha$$

C = Costo del elemento

K = Factor de ajuste que depende de las características del insumo de la obra

T = Tamaño del elemento (En tuberías .. diámetro y en reservorio .. Volumen)

α = Factor de economía de escala

$\alpha = 1$: Entonces No hay economía. (No existe periodo Optimo) El dimensionamiento queda a criterio del proyectista.

$\alpha < 1$: Entonces si hay economía. (Existe un periodo Optimo) El elemento debe ser diseñado para el período óptimo.

$\alpha > 1$: Entonces hay des-economía. (Es una solución para ese período óptimo que resulta demasiado costosa) El elemento se diseña para el tiempo en que se satisface la demanda habrá que propiciar otras alternativas para este elemento.

- La determinación de la capacidad del sistema de abastecimiento de agua de una localidad debe ser dependiente de su costo total capitalizado.
- Las variables que están relacionadas con el costo son diversas (tamaño de la población, materiales, horas de funcionamiento, calidad del servicio,?) por lo que no resulta recomendable usar períodos de diseño generalizados

OBRA	FACTOR DE ECONOMIA DE ESCALA (∞)
CAPTACION	0.2
LINEA DE CONDUCCION, ADUCCION E IMPULSION	0.4
PLANTA DE TRATAMIENTO	0.7
RESERVORIOS	0.6
REDES HIDRAULICA	0.3
REDES DE ALCANTARILLADO	0.4

Cuadro 4.3: Factor de economía de escala (∞)

- Los sistemas de abastecimiento se diseñan y construyen para la población futura, la cual es mayor que la población actual.
- Siendo el período de diseño uno de los factores condicionante del tamaño del sistema de abastecimiento, cabe preguntarse, ¿qué dimensiones debe tener?

Fuente A. Rocha

4.5. Población de Diseño

4.5.1. Definición

Las Obras de agua potable no se diseñan para satisfacer solo una necesidad del momento actual sino que deben prever el crecimiento de la población en un periodo de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años; siendo necesario estimar cuál será la población futura al final de este periodo. Con la población Futura se determina la demanda de agua para el final del periodo de diseño.

En resumen es la cantidad de habitantes que se espera tener en una localidad al final del periodo de diseño del sistema de agua potable.

Una vez fijada la vida útil de la obra, realizadas las investigaciones preliminares y la combinación de otros factores, se encuentra el determinar el desarrollo futuro que probablemente tendrá la población en estudio, considerando el incremento de

habitantes, así como el tipo, número y magnitud de actividades.

Entonces es válido decir, en cierta medida, que la estimación del consumo o la aportación de agua potable está en función de la variación de la población basada en la proyección histórica de la misma; simultáneamente a una estimación a futuro del uso del agua para los diferentes propósitos.

La fuente de información más importante para obtener datos, son los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), que se encarga de su programación y desarrollo.

4.5.2. Análisis Demográfico

Forma de análisis estadístico adaptado al estudio de poblaciones humanas

Este análisis explica la población en un modelo no cerrado :

- Variables demográficas
- Variables sociológicas + económicas + antropológicas

Se debe distinguir entre el objeto de estudio y la disciplina:

- lo social no es lo mismo que lo sociológico.
- lo demográfico es diferente de la población.

La demografía es:

- * Tratamiento científico de los temas de población.
- * Las variables o temas de la población tratados a través del análisis demográfico

**NORMA TECNICA
ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO PARA POBLACIONES
RURALES Y URBANO-MARGINALES**

1.02 CALCULO DE LA POBLACION DE DISEÑO

El cálculo de la población futura se hará en base a índices adoptados del histórico del crecimiento poblacional intercensal de la provincia a la que pertenece la localidad, como resultado del mismo análisis se adoptará el siguiente método de cálculo:

$$P_f = P_a \left(1 + \frac{nt}{1000} \right)$$

donde: P_f = Población futura

P_a = Población actual

n = % tasa de crecimiento

t = Período de años (20 años)

Figura 4.11: Calculo De La Población de Diseño

COEFICIENTE DE CRECIMIENTO LINEAL POR DEPARTAMENTO (r)

DEPARTAMENTO	CRECIMIENTO ANUAL POR MIL HABITANTES (r)	DEPARTAMENTO	CRECIMIENTO ANUAL POR MIL HABITANTES (r)
TUMBES	20	HUANCAVELICA	10
PIURA	30	AYACUCHO	10
CAJAMARCA	25	CUZCO	15
LAMBAYEQUE	35	APURIMAC	15
LA LIBERTAD	20	AREQUIPA	15
ANCASH	10	PASCO	15
HUANUCO	25	MOQUEGUA	10
JUNIN	20	TACNA	40
PASCO	25	LORETO	10
LIMA	25	SAN MARTIN	30
Prov. Const. CALLAO	20	AMAZONAS	40
ICA	32	MADRE DE DIOS	40

Fuente: MINISTERIO DE SALUD (1962)

Figura 4.12: Coeficiente de Crecimiento Lineal por Departamento



SEDAPAL
SERVICIO DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLADO DE LIMA

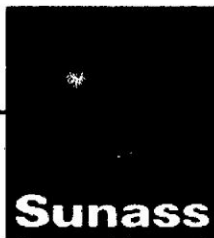
NUEVO REGLAMENTO DE ELABORACION
DE PROYECTOS

CAPITULO 3.1.- POBLACION

Art. 3.1.1. Los cálculos de población para cada etapa de diseño, deberán realizarse considerando, por lo menos, una densidad poblacional como sigue:

USOS DE LA TIERRA	DENSIDAD
Pre urbana	15 hab/Parcela
Para uso de vivienda	7 hab/vivienda
Para uso recreacional con vivienda (tipo club)	5 hab/vivienda
Para uso de vivienda temporal o vacacional	5 hab/vivienda
Para uso de vivienda en terreno mancomunado	7 hab/vivienda
Para usos especiales	De acuerdo al uso

Figura 4.13: SEDAPAL / Capitulo 3.1 Poblacion



SUNASS
SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE
SERVICIOS DE SANEAMIENTO

NORMAS DE SANEAMIENTO DE LA
SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE
SERVICIOS DE SANEAMIENTO

Volumen II: NORMAS TECNICAS

CAPITULO 3.II.II DATOS BASICOS DE DISEÑO

- La predicción de crecimiento de la población deberá estar perfectamente justificada de acuerdo a las características de la ciudad, sus factores socio-económicos y su tendencia al desarrollo.**
- La población resultante para cada etapa de diseño debe coordinarse con las áreas, densidades del plano regulador respectivo y los programas de desarrollo regional.**

Figura 4.14: SUNASS/ VolumenII: Normas Técnicas

4.5.4. Método Analítico para Estimar la Población Futura

El cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. El ajuste depende de las características de la población censada y de los intervalos de tiempo en que estos se han medido.

4.5.4.1. Aritmético o Crecimiento Lineal

Formula de Crecimiento Aritmetico es:

$$Pf = Pax \left(1 + \frac{rtx}{1000} \right)$$

Donde:

$$r = \frac{\text{Total } rxt}{\text{Total } t}$$

P = Población para el tiempo t

P_0 = Población inicial

r = razón de crecimiento

t = tiempo futuro

t_0 = tiempo inicial

Para la aplicación de esta fórmula es necesario conocer el coeficiente de crecimiento (r) pudiéndose presentar 2 casos. En el primer caso, además de contar con los datos recopilados en el estudio de campo, se considera la información censal de periodos anteriores.

4.5.4.2. Interés Simple

$$P = P_0 (1 + r(t - t_0))$$

Donde:

$$r = \frac{P_{i+1} - P_i}{P_i (t_{i+1} - t_i)}$$

P = Población para el tiempo t

P_0 = Población inicial

r = razón de crecimiento

t = tiempo futuro

t_0 = tiempo inicial

4.5.4.3. Geométrico o Interés Compuesto

Se considera que la población crece (o decrece) a una misma tasa promedio por unidad de tiempo, usualmente un año.

$$P = P_0(1 + r)^{t-t_0}$$

Donde:

$$\log(1 + r) = \frac{\log\left(\frac{P_{i+1}}{P_i}\right)}{t_{i+1} - t_i}$$

P = Población para el tiempo t

P_0 = Población inicial

r = razón de crecimiento

t = tiempo futuro

t_0 = tiempo inicial

4.5.4.4. Logarítmico o exponencial

Se considera que la razón de crecimiento se aplica a la población en cada infinitésimo de tiempo. A diferencia del crecimiento geométrico, que implica una

acumulación de la población en forma anual, en el cambio exponencial es instantánea.

La ecuación establece una proporción con el tamaño de la población:

$$\frac{dP}{dt} = rP$$

Al integrar se obtiene:

$$P = P_0 e^{r(t-t_0)}$$

Donde:

$$r = \frac{\ln P_{i+1} - \ln P_i}{t_{i+1} - t_i}$$

P = Población para el tiempo t

P_0 = Población inicial

r = razón de crecimiento

t = tiempo futuro

t_0 = tiempo inicial

4.5.4.5. Progresión Geométrica

Recomendable aplicar en poblaciones con crecimiento temprano o tardío:

$$P = P_0 r^{(t-t_0)}$$

Donde:

$$r = \sqrt[t_{i+1}-t_i]{\frac{P_{i+1}}{P_i}}$$

P = Población para el tiempo t

P_0 = Población inicial

r = razón de crecimiento

t = tiempo futuro

t_0 = tiempo inicial

4.5.4.6. Parábola de Segundo Grado

Recomendable aplicar en poblaciones con crecimiento temprano o tardío. Se requieren 3 datos censales equidistantes.

$$P = A\Delta t^2 + B\Delta t + C$$

P = Población para el tiempo t

A,B,C = Constantes

r = razón de crecimiento

Δt = Incremento de tiempo

4.5.4.7. Mínimos Cuadrados

En este método se consideran censos equidistantes.

i	X	Y	$\log Y$	X^2	XY	$X \log Y$
1	X_1	Y_1	$\log Y_1$	X_1^2	$X_1 Y_1$	$X_1 \log Y_1$
2	X_2	Y_2	$\log Y_2$	X_2^2	$X_2 Y_2$	$X_2 \log Y_2$
3	X_3	Y_3	$\log Y_3$	X_3^2	$X_3 Y_3$	$X_3 \log Y_3$
...
...
...
n	X_n	Y_n	$\log Y_n$	X_n^2	$X_n Y_n$	$X_n \log Y_n$
$n + 1$	X_{n+1}	Y_{n+1}	$\log Y_{n+1}$	X_{n+1}^2	$X_{n+1} Y_{n+1}$	$X_{n+1} \log Y_{n+1}$
SUMA	$\sum X$	$\sum Y$	$\sum \log Y$	$\sum X^2$	$\sum XY$	$\sum X \log Y$
PROM	$\frac{\sum X}{n}$	$\frac{\sum Y}{n}$	$\frac{\sum \log Y}{n}$	$\frac{\sum X^2}{n}$	$\frac{\sum XY}{n}$	$\frac{\sum X \log Y}{n}$

Donde:

$$Y_i = \frac{(X_{i+1} - X_i)}{X_i} \quad (4.1)$$

Y_i = Razón de Crecimiento

X_i = Población

■ CRECIMIENTO ARITMÉTICO O LINEAL

Los valores X_i e Y_i varían linealmente:

$$Y_i = a + b_i \quad (4.2)$$

El cálculo de los coeficientes a y b se obtiene al resolver el sistema de ecuaciones:

$$a + b \left(\frac{\sum X}{n} \right) - \left(\frac{\sum Y}{n} \right) = 0 \quad (4.3)$$

$$a \left(\frac{\sum X}{n} \right) + b \left(\frac{\sum X^2}{n} \right) - \left(\frac{\sum XY}{n} \right) = 0 \quad (4.4)$$

Alternativamente a la ecuación [3] se puede usar:

$$a + b \left(\frac{\sum X^2}{\sum X} \right) - \left(\frac{\sum XY}{\sum X} \right) = 0 \quad (4.5)$$

■ CRECIMIENTO EXPONENCIAL

Los valores X_i e Y_i varían exponencialmente:

$$Y_i = ae^{bX_i} \quad (4.6)$$

Afectando de log a [3.6]:

$$\log Y_i = \log a + (b \log e)X_i$$

Remplazando por:

$$Y_i = (A + B) X_i \quad (4.7)$$

Donde:

$$Y_i = \log Y_i$$

$$A = \log a$$

$$B = b \log e$$

El cálculo de los coeficientes A y B se obtiene al resolver el sistema de ecuaciones:

$$A + B \left(\frac{\sum X}{n} \right) - \left(\frac{\sum Y}{n} \right) = 0 \quad (4.8)$$

$$A \left(\frac{\sum X}{n} \right) + B \left(\frac{\sum X^2}{n} \right) - \left(\frac{\sum XY}{n} \right) = 0 \quad (4.9)$$

Alternativamente a la ecuación [8] se puede usar:

$$A + B \left(\frac{\sum X^2}{\sum X} \right) - \left(\frac{\sum XY}{\sum X} \right) = 0 \quad (4.10)$$

La determinación de a y b se obtiene de:

$$a = 10^4 \quad (4.11)$$

$$b = \frac{B}{\log e} \quad (4.12)$$

4.6. Dotación

La dotación o la demanda per cápita, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población, expresada en litros/habitante/día. Conocido la dotación, es necesario estimar el consumo máximo diario y horario.

El valor del consumo máximo diario es utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de conducción; mientras que el consumo máximo horario, es utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de aducción y red de distribución.

- Es el volumen de agua utilizada por una persona en un día.
- Establece el parámetro del CAUDAL DE DISEÑO.
- Condiciona la dimensión de las estructuras hidráulicas: conducción y almacenamiento.

- Se estima sobre mediciones en la población en estudio o de poblaciones similares que cuenten con un registro estadístico

El uso es función de la población: RURAL y URBANA.

TIPOS DE CONSUMO:

- DOMESTICO
- INDUSTRIAL
- COMERCIAL
- PUBLICO
- OTROS

4.6.1. Factores Determinantes de Consumo y la dotación

Los principales factores que afectan el consumo de agua son: el tipo de comunidad, factores económicos y sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad.

Independientemente que la población será rural o Urbana, se debe considerar el el consumo doméstico, el industrial, el comercial, el público y el consumo por pérdidas.

Las características económicas y sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo y tamaño de la construcción.

El consumo de agua varía también en función al clima, de acuerdo a la temperatura y a la distribución de las lluvias; mientras que el consumo per cápita, varía en relación directa al tamaño de la comunidad.

Cuadro 4.4: Tablas representativa

1	TEMPERATURA - CLIMA
2	CALIDAD DE AGUA.
3	CARACTERISTICAS SOCIO - ECONOMICAS. Nivel educativo Nivel de ingreso Tamaño de la comunidad
4	SERVICIOS DE ALCANTARILLADO. Sin alcantarillado : 40 lt / hab / día. Con alcantarillado: 300 lt / hab / día.
5	PRESION EN LA DISTRIBUCION DE AGUA. + presión P + agua perdida.
6	ADMINISTRACION DEL AGUA.
7	MEDIDORES Y TARIFAS.

Fuente: Ministerio de Salud

4.6.2. Demanda de Dotaciones

Considerando los factores que determinan la variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades; se asignan las dotaciones en base al número de habitantes y a las diferentes regiones del país.

Dotación por el número de habitantes

Cuadro 4.5: Dotación por el número de Habitantes

Población (Habitantes)	Dotación (lt/hab/día)
Hasta 500	60
500-1000	60-80
1000-2000	80-100

Fuente: Ministerio de Salud

Cuadro 4.6: Dotación por Región

Región	Dotación (lt/hab/día)
Selva	70
Costa	60
Sierra	50

Fuente: Ministerio de Salud 1984

Dotación por Región

Dotación Según el R.N.C

Cuadro 4.7: Dotación por Región

población (hab)	Frio	CLIMA
		Templado y Cálido
De 2000 a 10 000	120	150 lt/hab/día
De 10 000 a 50 000	150	200 lt/hab/día
Mas de 50 000	200	250 lt/hab/día

Fuente: Ministerio de Salud 1984

4.6.3. Demanda contra Incendio - RNE

- **para: Población <10 000 hab.**

No requiere demanda.

- **para: Población de 10 000 a 100 000 hab**

Se requieren 2 hidrantes de 15 lt/seg. cada uno y un tiempo mínimo de funcionamiento de 2 horas. Se requieren tres hidrantes, pero considera que 2 funcionan simultáneamente.

Capítulo 5

MODELIZACIÓN NUMÉRICA

5.1. Método de Perturbación

El análisis de una red de distribución de agua requiere la solución de un conjunto de las ecuaciones no lineales. Todos los métodos comunes [4] son iterativos y requieren un valor inicial aproximado, lo cual llega a la solución rápidamente sin ningún problema de convergencia. El método de la perturbación linealiza las ecuaciones no lineales presentes en la resolución de sistemas de abastecimiento de agua, reduciéndolo a una serie de ecuaciones lineales simultáneas, el cual puede ser resuelto mediante operaciones matriciales directas. La ventaja del presente método, es que obtiene la solución directamente sin la necesidad de realizar procedimientos iterativos evitando problemas de convergencia. El método de solución es simple, solamente requiere ordenar el conjunto de ecuaciones tomando en cuenta las cotas piezométricas conocidas y ésta matriz general queda dividida en cuatro sub matrices, lo cual para obtener el resultado final es requerido solamente invertir una matriz y multiplicarlo por el vector de cotas piezométricas conocidas.

5.1.1. Generalidades

El análisis de la red de distribución de agua es un problema importante en ingeniería civil. Ha ganado más importancia en los últimos años ya que la

optimización de redes de distribución de agua se ha hecho un enfoque de investigación en curso. El diseño de un sistema de distribución de agua óptimo involucra una Modelización extensiva de la circulación en el sistema para cada prueba de los parámetros de diseño. La mayoría de los métodos usados en el análisis de redes de distribución de agua son iterativos ya que el sistema de ecuaciones es no lineal. Un método explícito y eficiente es por lo tanto necesaria. Las ecuaciones hidráulicas básicas han sido expresadas en dos modos principales: en relación con los caudales desconocidos en las redes de circulación o en relación con las cotas piezométricas en los nudos desconocidos.

Las ecuaciones de continuidad son expresadas en relación con los caudales de circulación en los nudos y constan de ecuaciones de la energía no lineales y ecuaciones de continuidad lineales. Las ecuaciones de energía son formadas a partir de las ecuaciones de continuidad y contienen términos no lineales expresando los caudales de circulación como una función de las cotas piezométricas de los nudos.

Cada uno de ellos es un conjunto de ecuaciones algebraicas no lineales que pueden ser resuelto directamente. Los enfoques comunes son principalmente iterativos y la convergencia de la solución depende significativamente del cálculo aproximado inicial. Básicamente hay cuatro métodos de la solución: *Cross*, *Newton-Raphson*, *linearization*, y *minimización numérica*.

5.1.2. Solución mediante el método de la perturbación

Las ecuaciones hidráulicas básicas que describen la circulación del agua en un sistema de distribución son obtenidas de los principios de la masa (principio de continuidad) y la conservación de energía (ecuación de Bernoulli). El ecuación de continuidad puede ser escrito para cada nudo, y la ecuación de conservación de energía puede ser escrita para cualquier tubería.

Una red tiene n_1 número de tuberías, n_j es el número de nudos n_f número de reservorios que abastecen a la red y l número de manzanas. En los nudos n_j , la suma de los caudales en cada tubo conectado al nudo, debe ser igual al consumo. El parámetro f es el coeficiente de Darcy - Weisbach.

$$\sum_j (Q_{in} - Q_{out}) = C_j \quad j = 1, 2, 3, \dots, n_j \quad (5.1)$$

Donde: Q_{in} es el caudal de ingreso a la red, Q_{out} es el caudal de salida y C_j es el consumo o la demanda en el nudo j , positivo para el ingreso a la red y negativo para la demanda. La ecuación de energía establece que la variación de las cotas piezométricas a lo largo de un flujo de circulación debe ser igual a la diferencia existente en el nudo final ΔH . En particular, la suma de las pérdidas de cabeza y las ganancias alrededor de una manzana debe ser igual a cero, donde $\Delta H = 0$:

$$\sum_k h = \Delta H \quad k = 1, 2, \dots, L + n_f - 1 \quad (5.2)$$

La relación entre el caudal piezométrica y el caudal, es (ΔH es la diferencia de las cotas piezométricas en los nudos):

$$Q = \alpha h^x \quad (5.3)$$

Donde x varía entre 0.5 y 0.54, dependiendo de la ecuación de pérdida de energía utilizada, y α está en función de longitud de la tubería L , y D es el diámetro y la rugosidad de la tubería. Principalmente hay tres relaciones que son expresadas en Sistema Internacional (S.I). Las relaciones son:

Hazen-Williams

$$\alpha = \frac{0.849\pi C_{HW} D^{2.63}}{4^{1.63} L^{0.54}} \quad x = \frac{1}{1.85} \quad (5.4)$$

Darcy-Weisbach

$$\alpha = \Pi \sqrt{\frac{gD^5}{8fL}} \quad x = \frac{1}{2} \quad (5.5)$$

Manning

$$\alpha = \frac{\pi}{4^{5/3}} \frac{D^{8/3}}{n\sqrt{L}} \quad x = \frac{1}{2} \quad (5.6)$$

Sustituyendo ecuación 5.3 en ecuación 5.1 y expresando ecuación 5.1 para cada nudo, obtenemos un conjunto de ecuaciones no lineales en relación con las pérdidas de cotas piezométricas, que son relacionadas con las ecuaciones lineales obtenido de ecuación 5.2 para cada manzana. Una solución aproximada del sistema de las ecuaciones no lineales puede ser obtenido usando una perturbación.

La técnica consiste en reemplazar el exponente x por $\delta + 1$. Dónde δ es el parámetro de la perturbación. El enfoque del método de la perturbación consiste en expandir las cotas piezométricas en potencias δ y determinar la forma analítica de la serie.

Expresando las cotas piezométricas en series de perturbación de δ .

$$h = h_0 + h_1\delta + h_2\delta^2 + h_3\delta^3 + O\delta^4 \quad \delta = x - 1 \quad (5.7)$$

se obtiene:

$$\begin{aligned} h^x &= hh^\delta = h \exp(\delta Lnh) = h_0 + (h_1 + h_0 Lnh_0) \delta \\ &= + \left(h_2 + h_1 + h_1 Lnh_0 + \frac{h_0}{2} Ln^2 h_0 \right) \delta^2 \\ &= + \left(h_3 + h_2 + \frac{h_1^2}{2h_0} + (h_1 + h_2) ln(h_0) \right. \\ &= + \left. \frac{h_1}{2} ln^2(h_0) + \frac{h_0}{6} ln^3(h_0) \right) \delta^3 + O(\delta^4) \end{aligned} \quad (5.8)$$

Donde, obtener se obtiene la ecuación 5.8; las siguientes series son utilizadas.

$$e^z = 1 + z + \frac{z^2}{2!} + \frac{z^3}{3!} + \frac{z^4}{4!} + \dots \quad (5.9)$$

$$\text{Ln}(1+z) = z - \frac{z^2}{2} + \frac{z^3}{3} - \frac{z^4}{4} + \dots [z] < 1 \quad (5.10)$$

Por lo tanto, el flujo en las tuberías es, desde la ecuación 5.3 y 5.8, se obtiene.

$$\begin{aligned} Q &= \alpha h_0 + \alpha [h_1 + h_0 \text{Ln} h_0] \delta \\ &= +\alpha \left[h_2 + h_1 + h_1 \text{ln} h_0 + \frac{h_0}{0} \text{ln}^2(h_0) \right] \delta^2 \\ &= +\alpha \left[h_2 + h_3 + \frac{h_1^2}{2h_0} + (h_1 + h_2) \text{ln}(h_0) \right. \\ &\quad \left. + \frac{h_1}{2} \text{ln}^2(h_0) + \frac{h_0}{6} \text{ln}^3(h_0) \right] \delta^3 + O(\delta^2) \end{aligned} \quad (5.11)$$

La Ecuación 5.11 expresa los caudales en las tuberías en términos de varias órdenes de las cotas piezométricas. Las tuberías pueden incluir las pérdidas de cargas localizadas, mediante la siguiente expresión.

$$Q_m = \alpha_m h_m^2 \quad \alpha_m = \pi D^2 \sqrt{\frac{g}{8k_m}} \quad x = \frac{1}{2} \quad (5.12)$$

Dónde: α_m es una función de coeficiente de pérdida menor, k_m depende del tipo de accesorios como válvulas o Curvas. Reemplazando la ecuación 5.12 en la ecuación 5.8, se calcula los caudales y es equivalente a:

$$\begin{aligned} Q_m &= \alpha_m h_{m0} + \alpha_m [h_{m1} + h_{m0} \text{Ln}(h_{m0})] \delta \\ &= +\alpha_m [h_{m2} + h_{m1} + h_{m1} \text{Ln}(h_{m0}) + 0.5 h_{m0} \text{Ln}^2 h_{m0}] \delta^2 \\ &= \dots \end{aligned} \quad (5.13)$$

Para un sistema que incluye bombas hidráulicas en redes de distribución de agua, adicionar una ecuación y queda expresado mediante la siguiente ecuación.

$$h_p = pQ^2 + qnQ + rn^2 \quad (5.14)$$

Donde: h_p y p q r son los coeficientes de la curva cuadrática representativa de la bomba, que representa la relación de operación. Esta ecuación 5.14 puede ser escrito de forma más apropiada para el análisis mediante el método de la perturbación, con la transformación siguiente.

$$G = Q + \frac{qn}{2p} \quad (5.15)$$

y sustituyendo en la ecuación 5.14 se obtiene.

$$h_p = pG^2 + rn^2 - \frac{q^2n^2}{4p} \quad (5.16)$$

Desde las ecuaciones 5.15 y 5.16, el caudal en función de los parámetros de la bomba se expresa de la siguiente manera. Expresar como.

$$Q = Q_p = a_p(h_p + c_p)^x - b_p \quad x = \frac{1}{2} \quad (5.17)$$

Donde $a_p = \frac{1}{\sqrt{p}}$, $b_p = \frac{0.5nq}{p}$, y $c_p = pb_p^2 - rn^2$. Expresando h_p en base a una serie de perturbación mediante la ecuación 5.8. Donde c_p es el parámetro de expansión y es combinado con el término de orden h_{p0} , y se obtiene.

$$\begin{aligned} Q_p &= -b_p + a_p(h_{p0} + c_p) \\ &= +a_p[h_{p1} + (h_{p0} + c_p) \text{Ln}(h_{p0} + c_p)] \delta \\ &= +a_p[h_{p2} + h_{p1} + h_{p1} \text{Ln}(h_{p0} + c_p) \\ &= +0.5(h_{p0} + c_p) \text{Ln}^2(h_{p0} + c_p)] \delta^2 + \dots \end{aligned} \quad (5.18)$$

En la ecuación 5.18, se expresa el caudal de la bomba en función de una diferente perturbación de orden diferente de las cotas piezométricas h_{p0}, h_{p1}, \dots etc.

Reemplazando las ecuaciones 5.11 y 5.13 y 5.18 en el Ecuación de continuidad 5.1 y factorizando expresiones con la misma potencia de δ , se obtiene un sistema de ecuaciones lineales simultáneas. cada sistema de ecuaciones se obtiene para todos los

nudos mediante el principio de la continuidad y $ln_f - 1$ ecuaciones por el principio de la energía desde la ecuación 5.2.

Orden cero:

$$\begin{aligned} [A_c][h_0] &= + [c_1] \\ [A_e][h_0] &= + [\Delta H] \end{aligned} \tag{5.19}$$

Primera orden:

$$\begin{aligned} [A_c][h_1] &= -[\alpha h_0 Ln(h_0)] \\ [A_e][h_1] &= +[0] \end{aligned} \tag{5.20}$$

Segunda orden:

$$\begin{aligned} [A_c][h_2] &= -[\alpha (h_1 + h_1 Ln h_0 + 0.5 h_0 Ln^2(h_0))] \\ [A_e][A_2] &= +[0] \end{aligned} \tag{5.21}$$

Tercera orden:

$$\begin{aligned} [A_c][h_3] &= - \left[\alpha \left(h_2 + \frac{h_1^2}{2h_0} + h_1 P_n h_0 + h_2 Ln(h_0) + \right. \right. \\ &= + \left. \left. \frac{h_1}{2} Ln^2(h_0) + \frac{h_0}{6} Ln^3(h_0) \right) \right] \\ [A_e][h_3] &= +[0] \end{aligned} \tag{5.22}$$

Dónde la matriz de coeficiente A_c $[A_c]$ Una matriz dispersa y se corresponde con las ecuaciones de la continuidad y sus elementos dependen del número de nudos y las características de la conectividad de la tuberías $[\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n]$; mientras $[A_e]$ es una matriz de ceros y unos y representa la ecuación de la energía Ae . Estas dos ecuaciones resuelven conjuntamente $[h_0] = [h_{0,1} h_{0,2} \dots h_{0,n}]$ y representa las cotas piezométricas de los nudos de cota piezométrica desconocida en el sistema de abastecimiento de agua. El sistema de las ecuaciones 5.19 al 5.22, representan la solución del sistema de abastecimiento de agua mediante mediante el método de la perturbación, los resultados obtenidos en cada etapa sirven para las etapas

posteriores.

Dado que las funciones cuadráticas se utilizan en el caso de las bombas y las pérdidas menores, un exponente similares debe ser utilizado para la fórmula de fricción en la tubería debido a que el parámetro de perturbación debe ser el mismo para todos los términos no lineales. Por lo tanto, ya sea la ecuación de Darcy-Weisbach o la ecuación de Manning se pueden utilizar ya que tiene un exponente similar. Esto no es una limitación severa desde los tres fórmulas 5.4 - 5.6 se utilizan comúnmente. Cambiar de una ecuación de pérdida de carga a otro no compromete la exactitud porque las tres formulaciones son equivalentes sobre todo porque cada ecuación recurre a un coeficiente de rugosidad que deben ser calibrados y cuyo valor es a menudo incierto. Tenga en cuenta que en caso de que sólo pérdidas menores están presentes, la ecuación de Hazen-Williams' todavía puede ser utilizado por la aplicación del enfoque longitud de tubo equivalente que transforma la pérdida menor asociado con cualquier válvula en una longitud equivalente de un tubo ficticio para ser añadido al sistema.

El procedimiento para la inclusión de regulación de presión o el mantenimiento de las válvulas puede ser matemáticamente acomodado por el método de perturbación ya que generalmente siguen la misma relación cotas piezométricas como la ecuación 5.12. El enfoque de modelado sigue la presentada por Jeppson y Davis. El análisis de la red de tuberías debe primero determinar si la válvula reductora de presión está en el modo normal de operación que consiste en mantener una presión aguas abajo constante o si la válvula está fuera de servicio debido a que la presión aguas arriba está por debajo del ajuste de la válvula o si la válvula actúa como una válvula de retención cuando hay un flujo inverso. La solución lineal se puede utilizar para determinar qué caso se aplica. En caso de que la presión de entrada está por debajo del ajuste de la válvula, la válvula no tiene efecto y el análisis procede como si no estuviera presente válvula. En caso de funcionamiento normal de la válvula, el

procedimiento consiste en sustituir la válvula de regulación de presión por un embalse artificial con una cabeza constante igual a la de ajuste de presión de la válvula y de análisis de las ganancias como si un depósito adicional estaban presentes. En el caso de flujo inverso, el tubo es cerrado y una tasa de flujo cero se obtiene mediante la asignación de una pérdida de carga cero a la tubería cerrada. La cota piezométrica en el eservorio se convierte entonces en una variable y se establece igual a la cota piezométrica para los nudos aguas abajo.

Con el fin de garantizar la validez de la expansión logarítmica 5.10, donde $|z| = \left| \frac{\delta h_1}{h_0} + \frac{\delta^2 h_2}{h_0} + \dots \right|$ debe ser menor que uno, la pérdida de carga y el caudal son normalizado con respecto a algunos valores característicos. La elección de Q_* , y h_* como la normalización de las variables, podemos definir las siguientes variables adimensionales.

$$\bar{Q} = \frac{Q}{Q_*} \quad \bar{h} = \frac{h}{h_*} \quad (5.23)$$

El caudal se concierte en(Q_* h_* son las variables normalizadas):

$$\bar{Q} = \bar{\alpha} \bar{h}^x \quad \bar{\alpha} = \frac{\alpha h_*^x}{Q_*} \quad (5.24)$$

Y la solución de perturbación es tan dada por las ecuaciones 5.19 - 5.22, pero con h sustituido por \bar{h} , α por $\bar{\alpha}$ y $[C]$ por $[\hat{C}] = \left[\frac{C}{Q_*} \right]$ y ΔH por $\frac{\Delta H}{h_*}$. La normalización de las variables Q_* y h_* , se pueden tomar como la demanda total del sistema y la diferencia de altura máxima entre los diversos depósitos, respectivamente. En caso de que haya un solo depósito(reservorio) o ninguno, Q_* y h_* se puede fijar a uno. Las ecuaciones 5.23 y 5.24 a veces han demostrado ser instrumentales en asegurar la exactitud de la serie de perturbaciones en el caso de más de un depósito en el sistema de red.

Capítulo 6

CASO DE ESTUDIO

6.1. Generalidades

Los sistemas de abastecimiento de agua potable, son parte fundamental del bienestar y desarrollo de una población. Este servicio debe ser continuo las 24 horas; con la presión, cantidad y calidad satisfactoria. Su comportamiento es complejo y tienen una diversidad de componentes como extensas longitudes de tuberías (Primarias, secundarias, terciarias), estructuras de almacenamiento, estaciones de bombeo, válvulas de control y regulación, etcétera. Por lo que, los encargados de estos sistemas deben diseñar y operarlos, verificando el cumplimiento de las restricciones hidráulicas (Presión y velocidad) de acuerdo a lo establecido en las normas respectivas.

Debido a esta necesidad, de conocer el comportamiento hidráulico de los sistemas de distribución de agua, en el transcurso del tiempo, ha evolucionado la hidráulica de redes. Desde teorías para resolver un sistema cerrado de redes (Método de Hardy Cross 1936) hasta técnicas para optimizar el diseño y operación de los sistemas. Siendo una de ellas, la modelación hidráulica, técnica para el análisis hidráulico y calidad de agua, cuya interpretación de resultados la usaremos para planificar, diseñar y operar redes.

En paralelo, por el avance de la Informática se han desarrollado programas de cómputo, que son parte del modelamiento hidráulico, como herramientas para el análisis, simulación y diseño de redes de agua.

Es así, que actualmente existe una diversidad de programas para el modelamiento de redes de agua, desde los que son libres, caso LOOP, EPANET y otros, hasta los comerciales, como MIKE NET, PIPE2000, SARA, H2ONET, Hammer, Optidesigner, Allievi, WaterCAD, WaterGEMS entre otros. Estos programas se diferencian por el sistema operativo (MS DOS, MS Windows, etcétera), interfase gráfica (GIS, CAD, propio u otro), componentes a modelar, cantidad de elementos a modelar (tuberías o nodos), tipos de análisis, diseño óptimo de redes (Automático o manual), calibración de modelos (Automático o manual), método de cálculo usado para balancear la red y otras características.

- Normatividad y enlaces del Sistemas de Distribución de Agua

La optimización del diseño de redes de distribución de agua está referida a la selección de la mejor combinación de mínimo costo de los componentes del sistema, de tal forma que quedan satisfechas las demandas de agua y las restricciones de diseño.

Restricciones de Hidráulicas

Presión Máxima (Según el R.N.E. 50 m.c.a.)

Presión Mínima (Según el R.N.E. 10 m.c.a.)

Velocidad Máxima (Según el R.N.E. 3 m/s)

Velocidad Mínima (Recomendable 0.6 m/s)

La función objetivo depende de las restricciones, criterios de diseño y según del problema a resolver (ampliación, rehabilitación, nuevo diseño, operación). No existe una única función objetivo,

El problema de diseño óptimo de redes de distribución de agua se resume en la determinación de los valores para las variables involucradas, de tal forma que sea mínima la suma de los costos de inversión y de mantenimiento del sistema; cumpliendo con las diferentes restricciones de diseño a tener en cuenta.

- Instituciones nacionales referentes en la gestión del abastecimiento del agua

ANA	Autoridad Nacional del Agua
ANEPSSA	Asociación Nacional de Entidades Prestadoras de Servicio de Saneamiento de
CITRAR UNI	Centro de Investigación en Tratamiento de Aguas Residuales
FIA UNI	Facultad de Ingeniería Ambiental - UNI
SEDAPAL	Servicio de Agua y Alcantarillado de Lima y Callao
SUNASS	Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento

6.2. Estudios preliminares

6.2.1. Estimación Analítico de la Población futura

Para nuestro caso de estudio se efectuó en la localidad de buenos aires - Mollepata, en consecuencia procedemos a estimar su población por el método analítico (aritmético, Progresión Geométrico y Parabólico de 2do Grado).

6.2.1.1. Método aritmético

Población Actual (Hab)	200	hab
Nº de Viviendas total	200	lot.
Dotación Domiciliaria	100	L/hab/dia
Cobertura de Agua Potable	100	%
Tasa de crecimiento	11.905	%
Perdidas	30	%
Oferta actual de agua	16	L/seg
Regulación	20	%
K1	1.3	Pronasar
K2	2	Pronasar

Fórmula Aritmético :

$$Pf = Pa \times \left(1 + \frac{r \times t}{1000} \right)$$

Donde :

Pf :Población Futura

Pa :Población Actual

r :Coeficiente de crecimiento anual por 1000 habitantes

t :Tiempo en Años

Datos:

Población Actual =200 hab

Periodo de diseño =20 años

				1er método	2do método
Año	Poblacion	Δt	ΔP	$\frac{\Delta P}{P_a}$	$\frac{\Delta P}{\Delta t}$
2007	100	4	50	0.50	12.50
2011	150	3	50	0.33	16.67
2014	200				
$\Sigma total$		7		0.83	29.17

primer método

$$r = \frac{\sum \left(\frac{\Delta P}{P_a} \right)}{\sum (t)} \times 1000$$

tasa de crecimiento por cada 1000 ha $r = 119.05$

$$P_f = P_a \times \left(1 + \frac{r \times t}{1000} \right)$$

$$P_f = 676.19hab$$

Segundo Método

$$r = \frac{\sum \left(\frac{\Delta P}{\Delta t} \right)}{\sum \text{Intervalos de tiempo}}$$

$$r = 14.59$$

$$P_f = P_a + r(t)$$

$$P_f = 491.70hab$$

6.2.1.2. Método geométrico

Recomendable aplicar en poblaciones con crecimiento temprano o tardío.

$$P = P_0 r^{(t-t_0)}$$

$$r = \sqrt[(r_{i-1}-r_i)]{\frac{P_{i+1}}{P_i}}$$

donde:

P :Población para el tiempo t

P_0 :Población inicial

r :Razón de crecimiento

t :Tiempo futuro

t_0 :Tiempo inicial

Datos:

Población Actual = 200 hab

Periodo de diseño =20 años

AÑO	Pa hab	t Años	r
2007	100		
2011	150	4	1.107
2014	200	3	1.101
2034	1447	20	1.104

$$Pf = 1447$$

6.2.1.3. Parabólico de 2do Grado

$$Pf = A\Delta t^2 + B\Delta t + C$$

Donde:

- P_f :Población Futura
 A, B, C Cte
 C Población Censal mas antigua
 Δt Intervalo de tiempo entre censos con referencia la mas antiguo

AÑO	Pa (Hab)	Δt (Años)
2007	50	0
2011	100	4
2014	200	7
2034	2271	27

A	B	C
3.04	0.13	50.00

$$P_f = 2271$$

En Resumen la Población futura de promediará entre todos los métodos realizados.

La dotación es el promedio de los métodos calculados lo cual es:

$$PF = (1erMt. + 2do Mt. + 3cer Mt. + 4to Mt.) / 4$$

$$PF = 1,222habitantes.$$

$$Densidad : 6Hab/lot$$

6.2.2. Estimación de la Dotación

La dotación es el consumo diario de agua, que sirve para calcular los caudales de diseño. La dotación se debe al factor climático, calidad de vida y tamaño de población. Clasificación de climas por su temperatura.

TEMPERATURA MEDIA ANUAL (C)	TIPO DE CLIMA
MayoresQue 22	CÁLIDO
DE 18 A 22	SEMICÁLIDO
DE 12 A 17.9	TEMPLADO
DE 5 A 11.9	SEMIFRIO
MENOR QUE 5	FRIO

Fuente: extraído desde la referencia [9]

POBLACION PROY. (L/hab/Dia)	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
2,500 - 15,000	150	125	100
15,000 - 30,000	200	150	125
30,000 - 70,000	250	200	175
70,000 - 150,000	300	250	200
Mayores a 150,000	300	300	250

Fuente: extraído desde la referencia [9]

La dotación está integrada por los siguientes consumos :

- a) CONSUMO DOMICILIARIO
- b) PUBLICO
- c) INDUSTRIAL

d) COMERCIAL

e) FUGAS y DESPERDICIOS.

6.2.2.1. Dotación por Habitantes

Para nuestro caso la localidad Buenos Aires - Mollepata se encuentra en un clima templado.

Para Población <2,500 hab.	Clima Frío o Templado	Clima Cálido
CONSUMO DOMICILIARIO	75	100
CONSUMO PÚBLICO	25	35

Por tanto procedemos al cálculo del caudal futura

$$Q_f = P_f \times (\text{Dotacin})$$

$$Q_f = 1222 \text{ hab.} \times (100 \text{ Lt./Hab./dia.})$$

$$Q_f = 122,200 \text{ Lt/dia}$$

CÁLCULO DEL CAUDAL INSTITUCIONAL Y DOMICILIARIO

Los caudales institucionales y domiciliarios se muestran en las tablas que se encuentran a continuación.

CAUDAL INSTITUCIONAL	N DE RECINTOS	DOTACION RNE (I.S 010)		CANTIDAD		TOTAL	
Iglesia	1	3	L/asient	100	asientos	300	L/días
Posta de Salud	1	800	L/cama	5	camas	4000	L/días
Escuela inicial	1	50	L/alum.	50	Alumnos	2500	L/días
Escuela primaria	1	50	L/alum.	200	Alumnos	10000	L/días
Escuela secundaria	1	50	L/alum.	150	Alumnos	7500	L/días
Municipalidad	0	100	L/pers.	0	Personas	0	L/días
Club de madre	1	50	L/pers.	40	Personas	2000	L/días
comisaria	0	100	L/pers.	0	Personas	0	L/días
Taller de manualidades	0	100	L/pers.	0	Personas	0	L/días
Otros	1	100	L/pers.	0	Personas	0	L/días
Σ	7					26300	L/días

Cuadro 6.1: Cálculo de caudal Institucional

CAUDAL DOMICILIARIO	N DE RECINTOS	DOTACION RNE (I.S 010)		CANTIDAD		TOTAL	
Bebidas	1	10	L/pers.	1	Personas	10	L/días
Preparación de Alimentos	1	10	L/pers.	1	Personas	10	L/días
Lavado de Utensilios	1	10	L/pers.	10	Personas	2500	L/días
Aseo Personal	1	10	L/pers.	10	Personas	10000	L/días
Lavatorio-Ropas	1	30	L/pers.	30	Personas	7500	L/días
Desperdicios	0	30	L/pers.	0	Personas	30	L/días
Σ	6					100	L/días

Cuadro 6.2: Cálculo de caudal domiciliario

Σ total	CAUDAL INSTITUCIONAL + CAUDAL DOMICILIARIO	26400	L/días
----------------	--	-------	--------

Cuadro 6.3: Caudal institucional + domiciliario

CAUDAL TOTAL

$$QT = Qf + Q(\text{Inst.}) + Q(\text{domic.})$$

$$QT = 122,200 + 26,300 + 100$$

$$QT = 148,600\text{Lt./dia}$$

$$QT = 1.72\text{Lt./Seg.}$$

6.2.2.2. Dotación por Manzaneo y área

Aplicamos la siguiente fórmula:

$$D = \text{Pob/Viv}$$

Dónde:

- D : Densidad por vivienda
Pob : Población actual = 1222
Viv : Número de viviendas ocupadas = 200
D : 6

El R.N.E, en el capítulo 1.4 de la Norma OS.100 establece: La Dotación promedio diaria anual por habitante, se fijara en base a un estudio de consumos técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadística comprobadas.

Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificara su ejecución, se consideraran los siguientes valores:

- **Lotes mayores a 90 m²**

- Climas fríos: 180 lt/hab/día
Climas templados y cálidos: 220 lt/hab/día.

▪ Lotes de menos de 90 m²:

Climas fríos: 120 lt/hab/día.

Climas templados y cálidos: 150 lt/hab/día.

Al proyecto en estudio le corresponde una Dotación de 150 lt/hab/día por tener un clima templado cálido y por el tipo de habilitación.

El Peruano domingo 11 de junio de 2006		NORMAS LEGALES		321155
<p>a) Las dotaciones de agua para viviendas unifamiliares estarán de acuerdo con el área total del lote según la siguiente Tabla.</p>				
Área total del lote en m ²	Dotación L/d			
Hasta 200	1500			
201 a 300	1700			
301 a 400	1900			
401 a 500	2100			
501 a 600	2200			
601 a 700	2300			
701 a 800	2400			
801 a 900	2500			
901 a 1000	2600			
1001 a 1200	2800			
1201 a 1400	3000			
1401 a 1700	3400			
1701 a 2000	3800			
2001 a 2500	4500			
2501 a 3000	5000			
Mayores de 3000	5000 más 100 L/d por cada 100 m ² de superficie adicional.			
<p>Estas cifras incluyen dotación doméstica y riego de jardines.</p>				
<p>b) Los edificios multifamiliares deberán tener una dotación de agua para consumo humano, de acuerdo con el número de dormitorios de cada departamento, según la siguiente Tabla.</p>				
Tipo de establecimiento		Dotación diaria		
Cines, teatros y auditorios		3 L por asiento.		
Discotecas, casinos y salas de baile y similares		30 L por m ² de área		
Estadios, velódromos, autódromos, plazas de toros y similares.		1 L por espectador		
Circos, hipódromos, parques de atracción y similares.		1 L por espectador más la dotación requerida para el mantenimiento de animales.		
<p>h) Las dotaciones de agua para piscinas y natatorios de recirculación y de flujo constante o continuo, según la siguiente tabla.</p>				
1. De recirculación		Dotación		
Con recirculación de las aguas de rebose.		10 L/d por m ² de proyección horizontal de la piscina.		
Sin recirculación de las aguas de rebose.		25 L/d por m ² de proyección horizontal de la piscina.		
2. De flujo constante		Dotación		
Públicas.		125 L/h por m ³		
Semi-públicas (clubes, hoteles, colegios, etc.)		80 L/h por m ³		
Privada o residenciales.		40 L/h por m ³		
<p>La dotación de agua requerida para los aparatos sanitarios en los vestuarios y cuartos de aseo anexos a la piscina.</p>				

Figura 6.1: Recorte periodístico de normas legales *Diario Oficial El Peruano*

6.2.3. Demanda actual y Futura

Para nuestro diseño escogeremos la dotación por habitantes, toda vez que se cuenta con datos de censo y la acta de empadronados a la fecha. Entonces el caudal total es:

$$QT = Q_f + Q(\text{Inst.}) + Q(\text{domic.})$$

$$QT = 122,200 + 26,300 + 100$$

$$QT = 148,600\text{Lt./dia}$$

$$QT = 1.72\text{Lt./Seg.}$$

6.2.3.1. Consumo Medio Diario (Q_m)

Afectamos por pérdida un 30 %

Cobertura del agua potable 100 %

$$Q_m = \frac{QT\text{Lt/Seg}}{100\% - 30\%}$$

$$Q_m = 2.46\text{Lt/Seg.}$$

6.2.3.2. Consumo Máximo Diario (Q_d)

$$Q_{md} = K1.Q_m$$

$$Q_{md} = 3.19\text{Lt/Seg.}$$

6.2.3.3. Consumo Máximo Horario (Qh)

$$Q_{mh} = K2.Q_m$$

$$Q_{mh} = 4.91 \text{ Lt/Seg.}$$

6.2.3.4. Caudal del Volumen de Reservorio (Vr)

Regulación 20 %

$$V_r = (\%Regulacin) \times (Q_d) \times (86,400)$$

$$V_r = 55194.29 \text{ Lt/Seg.}$$

$$V_r = 55.19 \text{ m}^3 \text{ Abasteciendolas24horas}$$

$$V_r = 60 \text{ m}^3 \text{ /dia.}$$

6.2.4. Levantamiento Topográfico

Es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas según los 3 elementos del espacio. Estos elementos pueden ser: dos distancias y una elevación, o una distancia, una dirección y una elevación.

Para distancias y elevaciones se emplean unidades de longitud (en sistema métrico decimal), y para direcciones se emplean unidades de arco. (grados sexagesimales) El conjunto de operaciones necesarias para determinar las posiciones de puntos y posteriormente su representación en un plano es lo que se llama comúnmente "Levantamiento". La mayor parte de los levantamientos, tienen por objeto el cálculo de superficies y volúmenes, y la representación de las medidas tomadas en el campo mediante perfiles y planos, por lo cual estos trabajos también se consideran dentro

de la topografía.

Ver plano clave PC

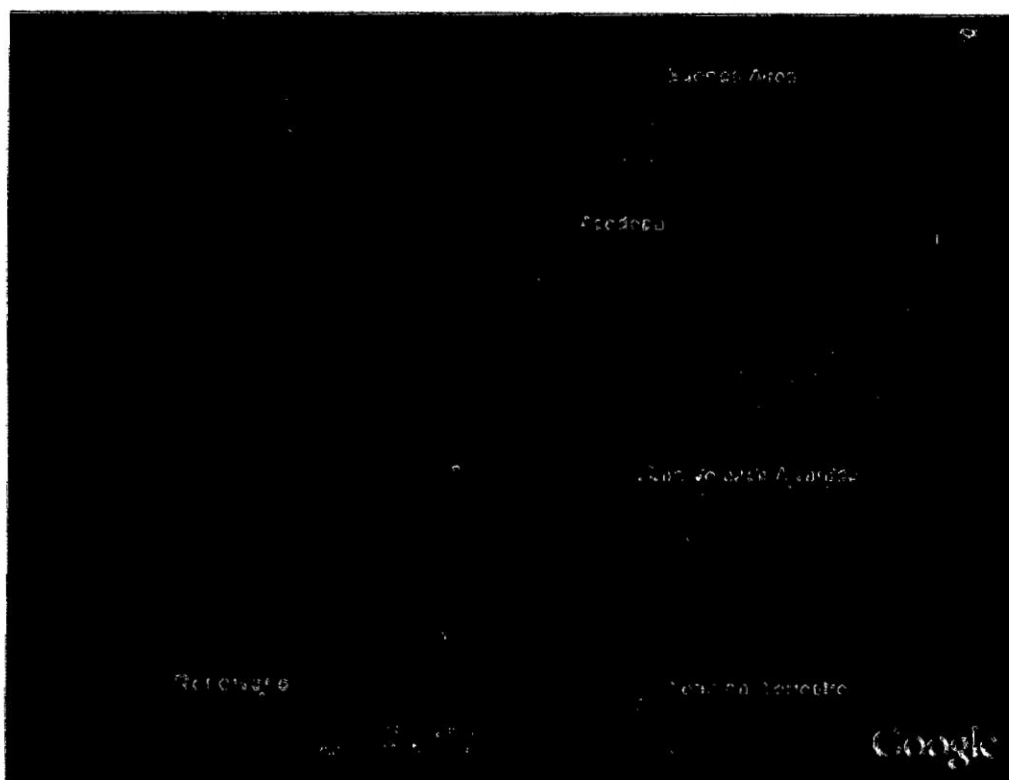


Figura 6.2: Imagen de Google Earth/Recorte periodístico.

6.3. Diseño de la Línea de Conducción Red de Aducción y Distribución

6.3.1. Consideraciones del Diseño

Se hace referencia que la fuente de abastecimiento del agua potable, es captada del Río Cachi y abastece a los Reservorios de R-1 Picota, R-2 Pueblo Libre Alto, R-3 Pueblo Libre Bajo, R-4 Río Seco, R-5 Huaschura y R6 Mollepata(Juan Velasco Alvarado, Acidepa).

6.3.2. Línea de Conducción

Se denominan obras de conducción a las estructuras que transportan el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento o a un reservorio; Para nuestro caso aplicativo la captación de conducción es por gravedad y se tiene las siguientes consideraciones.

Canal La velocidad no debe ocasionar depósitos ni erosiones, por ello se recomienda canales revestidos y techados.

TUBERIA:

La velocidad mínima se adoptará de acuerdo al material en suspensión pero en ningún caso será menor a 0.60 m/s.

La velocidad máxima admisible será:

- Tubos de concreto 3 m/s
- Tubos de asbesto-cemento, acero, PVC 5 m/s

Cuando la tubería trabaja como canal se recomiendan los siguientes valores de n de R. Manning:

- Asbesto-cemento, PVC 0.010
- Fierro fundido y concreto 0.015

6.3.3. Red de Aducción y Distribución

Se considera la tubería que une el reservorio con la red de distribución, para nuestro caso esquemático vendría ser Aducción (la franja azul), Red de Distribución Franja Verde).

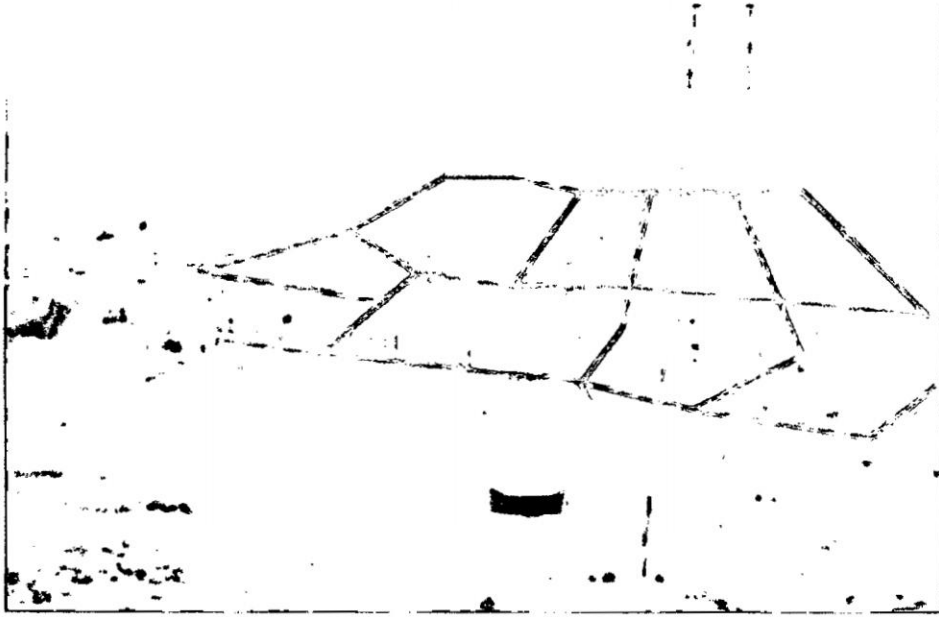


Figura 6.3: Red de distribución de agua en una ciudad

Red de Distribución es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros, válvulas, grifos y demás accesorios, cuyo origen está en el punto de entrada a la ciudad (final de la línea de aducción) y que se desarrolla por todas las calles, conduciendo al agua hasta la vivienda del poblador.

Trazo de la Ruta de la Red Matriz en sistema de Red de Distribución

- Optimizar la longitud de las tuberías. (Trazos Rectos), buscar rutas con topografía suave, evitando quiebres (piczas especiales y accesorios).



Evitar quiebres

Trazos rectos

- Ubicar las tuberías por zonas cercanas a los grandes consumidores y de las áreas de los mayores consumos específicos.

- Evitar ubicar las tuberías en calles que tengan ya implementadas tuberías de agua de diámetros mayores.
- Utilizar al máximo las áreas públicas evitando adquisiciones o expropiaciones de terrenos particulares.
- Evitar vías públicas con tráfico intenso y con dificultad de manejo de tránsito durante la ejecución de las obras.
- Minimizar los desvíos e interrupciones del tráfico durante la ejecución de la obra.
- Disminuir la cantidad de rotura y reconstrucción de pavimentos, seleccionando áreas verdes y áreas no pavimentadas.
- Evitar el trazo por zonas de difícil acceso para las labores de inspección y mantenimiento, o en todo caso implementar o adecuar vías de acceso.
- Evitar zonas con alto grado de vulnerabilidad por deslizamientos del terreno, huaycos, etcétera, o en todo caso implementar las medidas correctivas para proteger las instalaciones.

6.4. Análisis del Flujo de Agua en redes de tuberías mediante el Método de la perturbación

Los sistemas de abastecimiento de agua potable, son parte fundamental del bienestar y desarrollo de una población. Este servicio debe ser continuo las 24 horas, con la presión, cantidad y calidad satisfactoria, debido a esta necesidad y siendo el método de la perturbación un proceso iterativo en correspondencia al número de tuberías y nodos considerados en el sistema de abastecimiento de agua, se realizó una implementación en *MATCAD* y el proceso considerado para el análisis se

detalla seguidamente.

6.4.1. Condiciones topográficas

La disposición de los lotes que requieren el abastecimiento de agua, queda establecida en la figura 6.4, los detalles requeridos para la caracterización del modelo de sistema de redes de tuberías se encuentra especificado en los planos incluidos en el anexo.



Figura 6.4: Disposición de los lotes a ser abastecido por agua potable

6.4.2. Identificación de los nudos

Es para definir los puntos de demanda de agua potable y con la finalidad de identificar plenamente la unión de las tuberías en el sistema de abastecimiento de agua, queda establecida como se muestra en la Tabla 6.4. Es necesario que quede establecido el número de nudo en la columna uno y la cota topográfica en la columna

dos, tantos nudos como sean necesarios y definidos por el sistema de abastecimiento de agua analizado.

Cuadro 6.4: identificación de los nudos y su cota topográfica

Nudo	Cota (m)
1	2,854.39
2	2,850.54
3	2,850.67
4	2,848.71
5	2,837.44
6	2,843.59
7	2,847.42
8	2,845.65
9	2,852.06
10	2,855.67
11	2,845.83
12	2,845.85
13	2,840.04
14	2,838.61
15	2,848.42
16	2,856.92
17	2,857.11
18	2,851.64
19	2,852.62
20	2,841.46

6.4.3. Identificación las las tuberías

Las tuberías debe quedar claramente identificadas en el sistema de redes de tuberías de abastecimiento de agua, esta identificación es necesaria para referirse iterativamente a la tubería en el proceso de cálculo. Se optó identificarlo de forma única mediante la identificación de los nudos previamente estableciendo la dirección de flujo, lo que se tiene es un elemento identificado por su nudo inicial y final y es único en el sistema analizado. Para el sistema analizado queda la identificación de las tuberías se encuentran mostrados en la Tabla 6.5. En la Tabla 6.5, la columna uno representa la numeración de la tubería, la columna dos su longitud de dicha tubería, la columna tres el nudo inicial y el nudo tres el nudo final(para esto se

define la dirección de flujo, a voluntad).

Cuadro 6.5: Identificación de las tuberías

Tubería	Longitud (m)	Nudo(i)	Nudo(j)
1	48.00	1	2
2	48.00	3	4
3	48.00	5	6
4	48.00	7	8
5	48.00	3	9
6	48.00	6	8
7	48.00	1	10
8	48.00	11	4
9	48.00	12	2
10	48.00	13	14
11	48.00	7	15
12	48.00	10	16
13	48.00	17	18
14	48.00	9	19
15	48.00	20	13
16	100.00	11	5
17	100.00	9	7
18	100.00	19	15
19	100.00	6	4
20	100.00	3	8
21	108.85	19	16
22	108.85	10	9
23	108.85	1	3
24	108.85	4	2
25	108.85	12	11
26	108.91	8	14
27	108.96	7	13
28	109.02	15	20
29	115.85	17	16
30	115.85	18	10
31	1756.52	R-1	20

6.4.4. Demanda de agua en cada nudo

La demanda de agua está definida por su área de influencia para cada nudo, los planos respectivos se muestran en los Anexos de la Tesis, para obtener las demanda de agua se tomaron en consideración las establecidas por el reglamento nacional de Edificaciones, documento vigente a la fecha. La demanda de agua para el sistema

analizado se muestra en la Tabla 6.6.

Cuadro 6.6: Demanda de agua potable en cada nudo del sistema

Nudo	Area (m2)	Demanda (L/s)
1	63320.00	0.336
2	58248.10	0.309
3	54058.70	0.287
4	53872.50	0.286
5	63320.00	0.336
6	57074.60	0.303
7	53864.40	0.286
8	53884.30	0.286
9	54052.90	0.287
10	58399.30	0.310
11	39021.70	0.207
12	29391.90	0.156
13	38910.90	0.207
14	43929.30	0.233
15	36808.10	0.195
16	39454.20	0.209
17	28498.30	0.151
18	52879.60	0.281
19	36570.00	0.194
20	26549.30	0.141

6.4.5. Propiedades de las tuberías

El método de la perturbación requiere previo al análisis, los datos de las propiedades de las tuberías con las que se trabajará; estas propiedades se corresponden con el tipo de material utilizado, las propiedades de los coeficientes de pérdida de la tuberías, su clase, et. las mismas quedan definidas en la tabla 6.7. Las tuberías seleccionadas son las del material PVC, los diámetros se identifican para cada tubería y se utiliza el coeficiente de rugosidad por Hazen y Williams(C).

6.4.6. Reservorio

Es la fuente de agua considerada, asociada al nudo número $R - 01$ del sistema de abastecimiento de agua, en este nudo los resultados requeridos son conocidos: la

Cuadro 6.7: Propiedades de las tuberías seleccionadas

Tubería	Diámetro(mm)	Material	Hazen-Williams C
1	58.4	PVC	140
2	58.4	PVC	140
3	58.4	PVC	140
4	58.4	PVC	140
5	58.4	PVC	140
6	58.4	PVC	140
7	58.4	PVC	140
8	58.4	PVC	140
9	58.4	PVC	140
10	58.4	PVC	140
11	58.4	PVC	140
12	58.4	PVC	140
13	58.4	PVC	140
14	58.4	PVC	140
15	58.4	PVC	140
16	58.4	PVC	140
17	58.4	PVC	140
18	58.4	PVC	140
19	58.4	PVC	140
20	58.4	PVC	140
21	58.4	PVC	140
22	58.4	PVC	140
23	58.4	PVC	140
24	58.4	PVC	140
25	58.4	PVC	140
26	58.4	PVC	140
27	58.4	PVC	140
28	58.4	PVC	140
29	58.4	PVC	140
30	58.4	PVC	140
31	81.4	PVC	140

presión y la cota piezométrica y estos resultados son extendidos a los otros nudos iterativamente.

6.4.7. Análisis mediante el método de la perturbación

Debido a que el proceso es iterativo, se desarrolló una plantilla desde *MATCAD* cuya finalidad es analizar sistemas de redes de tuberías mediante el método de la perturbación, los argumentos requeridos son: la identificación de los nudos y sus cotas topográficas, las tuberías y las propiedades de los materiales utilizados, los diámetros y clases y las demandas en los nudos del sistema de abastecimiento de agua. Los resultados obtenidos son las velocidades en cada tubería, las cotas piezométricas en los nudos y las presiones. La restricción es que el sistema es analizado considerando el flujo permanente.

2.0 Argumentos

2.1 Definiendo la Red (RED)

Cada fila representa la conectividad de la tubería en la red.

Donde:

Columna #1: Número del nudo inicial

Columna #2: Número del nudo final

Columna #3: Longitud de la tubería en metros [m]

Columna #4: Diámetro de la tubería en milímetros [mm]

Columna #5: Sumatoria de los coeficientes de pérdidas locales

RED	1	2	3	4	5
1	1	2	48	58.4	0
2	3	4	48	58.4	0
3	5	6	48	58.4	0
4	7	8	48	58.4	0
5	3	9	48	58.4	0
6	6	8	48	58.4	0
7	1	10	48	58.4	0

Figura 6.5: Definición de los argumentos requeridos en *MATCAD*

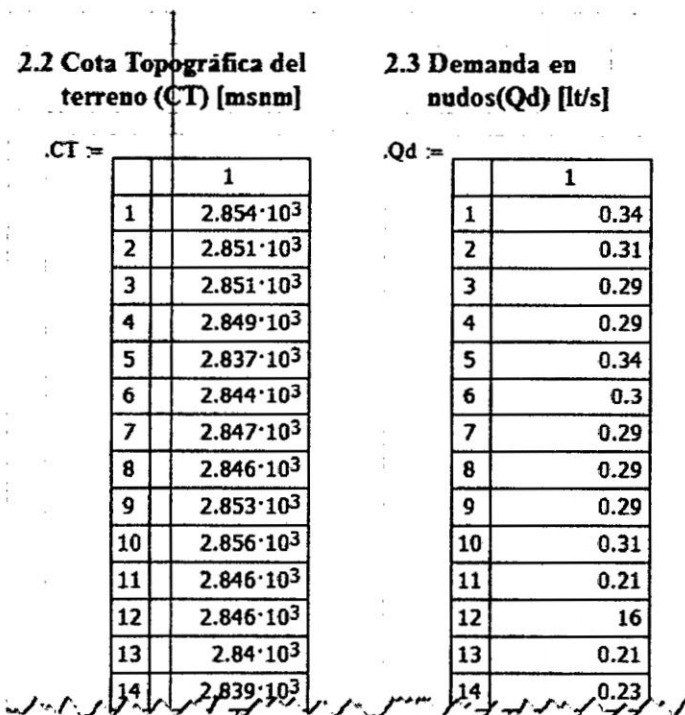


Figura 6.6: Especificación de cota topográfica y demandas

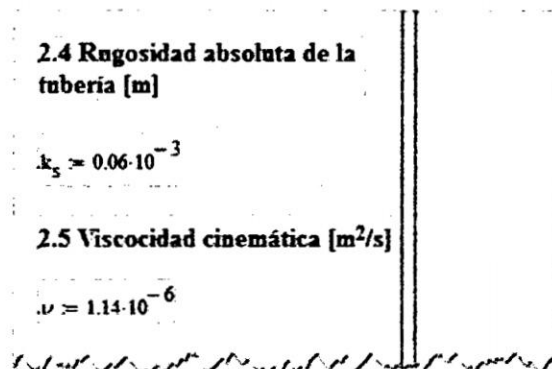


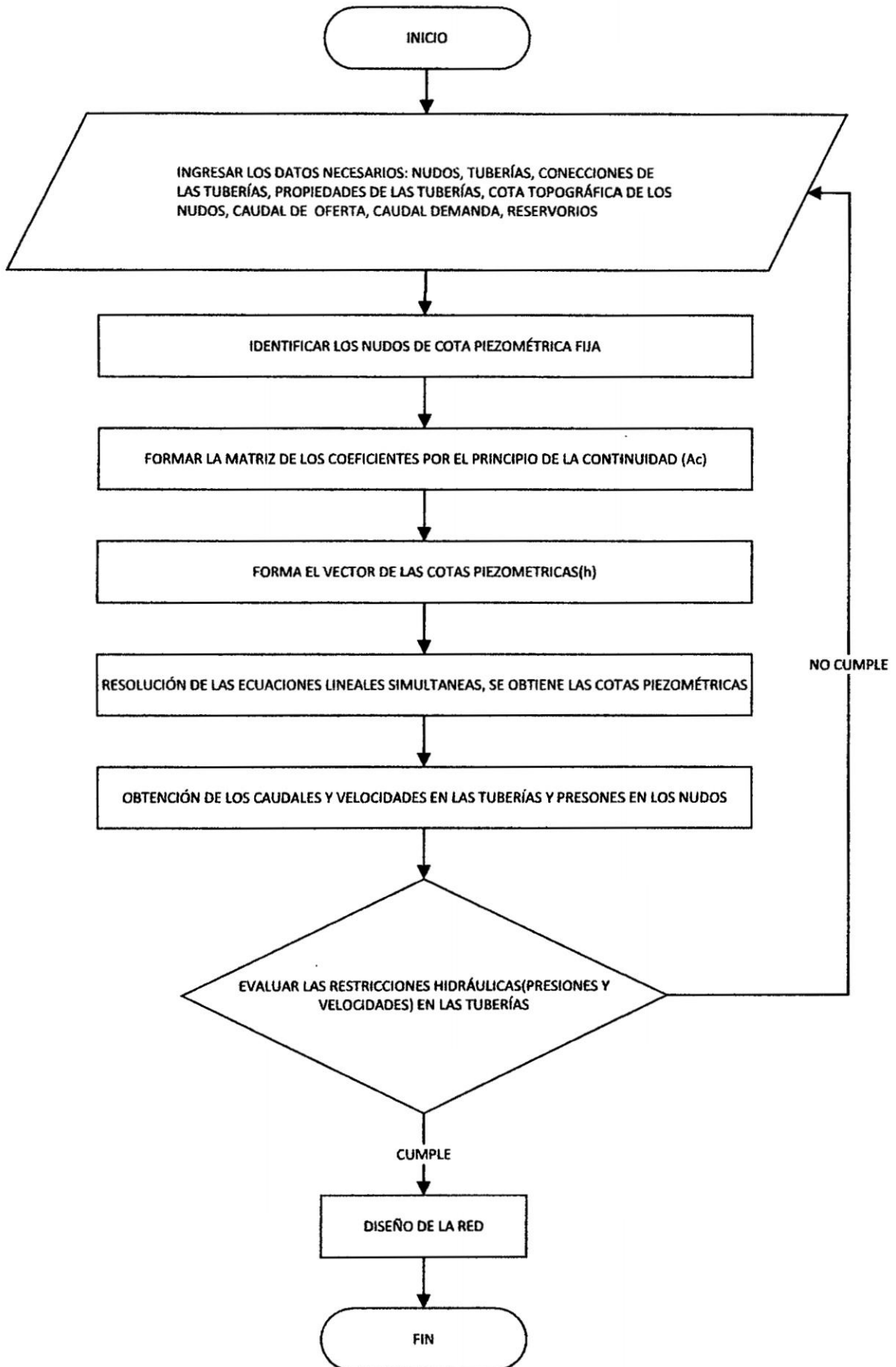
Figura 6.7: Propiedades de las tuberías

La definición de los datos requeridos desde *MATCAD* se muestra en las figuras 6.5, 6.6 y 6.7.

6.4.8. Diagrama de flujo

El proceso es secuencial, debido a las características del método no existe proceso iterativos, tal como se muestra en el diagrama de flujo mostrado en la página 135.

DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL ANÁLISIS DE SISTEMAS DE ABSTECIMIENTO DE AGUA
MEDIANTE EL MÉTODO DE LA PERTURBACIÓN



6.4.9. Resultados

Los resultados obtenidos del análisis del sistema de redes de tuberías son: las velocidades en cada tuberías y a nivel de los nudos de obtienen: las cotas piezométricas y presiones, como queda establecido en la Figura 6.8.

6.4.10. Selección de las tuberías para su construcción

Dependiendo de las presiones obtenidas se selecciona la clase de tubería que sea capaz de soportar las presiones solicitadas por el sistema de abastecimiento.

Los caudales resultantes (que circulan) en cada tubería son (en litros/s):

El signo negativo indica el flujo del caudal en sentido contrario al supuesto inicialmente.

$1000 \cdot Q_{next}^T =$		1	2	3	4	5	6
	1	-48.939	18.974	60.137	37.182	48.849	-47.415

Las cotas piezométricas en cada nudo son (en metros):

$$H_f = \text{augment}(H_0, H_{next}^T)$$

$H_f =$		16	17	18	19	20
	1	$1.375 \cdot 10^4$	$-1.959 \cdot 10^3$	810.525	$1.11 \cdot 10^4$...

Las presiones en los puntos son (en metros):

$$P = H_f - CT^T$$

$P =$		16	17	18	19	20
	1	$1.089 \cdot 10^4$	$-4.816 \cdot 10^3$	$-2.04 \cdot 10^3$	$8.249 \cdot 10^3$...

Figura 6.8: resultados del análisis mediante el Método de la Perturbación

Capítulo 7

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los sistemas de abastecimiento de agua potable, son parte fundamental del bienestar y desarrollo de una población. Este servicio debe ser continuo las 24 horas, con la presión, cantidad y calidad satisfactoria, debido a esta necesidad, después del modelado con la herramienta de cálculo *MATCAD* se obtuvieron los resultados hidráulicos, así como presiones, velocidades, caudales y la cota piezométrico; estos resultados serán comparados con los análisis obtenidos con un programa comercial.

7.1. Resultados por el Método de la Perturbación

7.1.1. Resultados en los nudos

Los resultados obtenidos se ordenan en la tabla 7.1, la misma que muestra los resultados a nivel de los nudos del sistema de abastecimiento de agua, la identificación de los nudos está asociado a su cota piezométrica, que representa la cota del terreno añadido a la presión del agua y ésta en la columna tres de la Tabla 7.1 muestra las presiones obtenidas (medida en metros).

Cuadro 7.1: Resultados a nivel de nudo

Nudo	Cota (m)	Gradiente Hidráulica (m)	Presión(m)
1	2,854.39	2,876.11	21.7
2	2,850.54	2,876.11	25.5
3	2,850.67	2,876.17	25.4
4	2,848.71	2,876.13	27.4
5	2,837.44	2,876.13	38.6
6	2,843.59	2,876.16	32.5
7	2,847.42	2,876.46	29.0
8	2,845.65	2,876.33	30.6
9	2,852.06	2,876.20	24.1
10	2,855.67	2,876.11	20.4
11	2,845.83	2,876.12	30.2
12	2,845.85	2,876.11	30.2
13	2,840.04	2,876.98	36.9
14	2,838.61	2,876.72	38.0
15	2,848.42	2,876.58	28.1
16	2,856.92	2,876.12	19.2
17	2,857.11	2,876.09	18.9
18	2,851.64	2,876.09	24.4
19	2,852.62	2,876.22	23.6
20	2,841.46	2,877.98	36.4

7.1.2. Resultados en las tuberías

Los resultados a nivel de las tuberías son las mostradas por la Tabla 7.2, para cada número de tubería se encuentra asociada la velocidad encontrada y el caudal disponible.

7.1.3. Diseño del sistema de abastecimiento de agua

Disponiendo las presiones en los nudos, mostradas en la Tabla 7.1 y las velocidades y caudales en las tuberías, Tabla 7.2, se elige la clase de las tuberías que soportan estas solicitudes, la clase y tuberías seleccionadas se muestra en la Tabla 7.3. Para uniformizar el sistema de abastecimiento de agua se ha seleccionado tuberías PVC de diámetros 58.4mm y 81.4mm que son suficientes de acuerdo al análisis realizado.

Cuadro 7.2: resultados a nivel de la tubería

Tubería	Velocidad (m/s)
1	0.036
2	0.174
3	0.169
4	0.346
5	0.167
6	0.386
7	0.022
8	0.089
9	0.003
10	0.487
11	0.323
12	0.038
13	0.025
14	0.123
15	1.025
16	0.043
17	0.330
18	0.393
19	0.104
20	0.254
21	0.198
22	0.180
23	0.139
24	0.082
25	0.055
26	0.400
27	0.461
28	0.789
29	0.082
30	0.079
31	0.961

Cuadro 7.3: Clase y tubería seleccionada

Tubería	Diámetro(mm)	Material
1	58.4	PVC
2	58.4	PVC
3	58.4	PVC
4	58.4	PVC
5	58.4	PVC
6	58.4	PVC
7	58.4	PVC
8	58.4	PVC
9	58.4	PVC
10	58.4	PVC
11	58.4	PVC
12	58.4	PVC
13	58.4	PVC
14	58.4	PVC
15	58.4	PVC
16	58.4	PVC
17	58.4	PVC
18	58.4	PVC
19	58.4	PVC
20	58.4	PVC
21	58.4	PVC
22	58.4	PVC
23	58.4	PVC
24	58.4	PVC
25	58.4	PVC
26	58.4	PVC
27	58.4	PVC
28	58.4	PVC
29	58.4	PVC
30	58.4	PVC
31	81.4	PVC

7.2. Análisis del sistema con un programa comercial

Con la finalidad de validar los resultados obtenidos mediante el método de la perturbación, en esta sección, se analizará la misma red del sistema de abastecimiento de agua con un programa comercial, específicamente con el Programa *WaterCAD*, producido y comercializado¹ por la empresa *Bentley*, el proceso y los resultados obtenidos se muestran en los Gráficos 7.1 - 7.2.

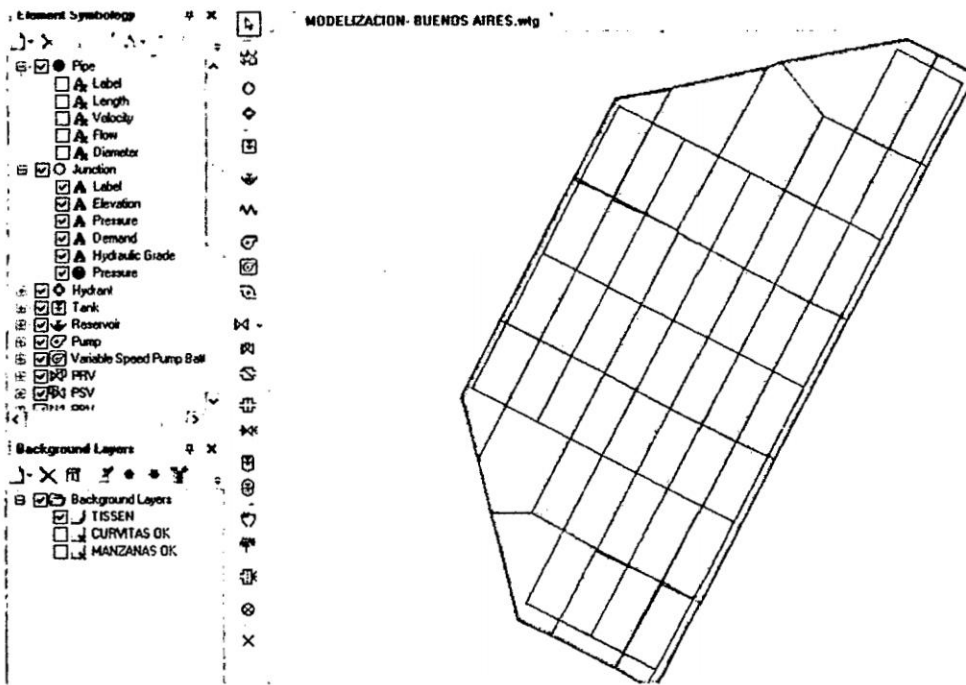


Figura 7.1: Polígonos de Thiessen

¹Página web oficial: <http://www.bentley.com/>



ID	Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (mm)	Material	Hazen-Williams C	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Minor Loss Coefficient (Local)	Has Check Valve?	Headloss Gradient (m/m)
57: TUBERIA...	57 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-1	J-2	58.4	PVC	140.0	0.10	0.036	0.000		0.000
60: TUBERIA...	60 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-3	J-4	58.4	PVC	140.0	0.47	0.174	0.000		0.001
63: TUBERIA...	63 TUBERIA (Polyline)-4	48.00	J-5	J-6	58.4	PVC	140.0	-0.45	0.169	0.000		0.001
66: TUBERIA...	66 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-7	J-8	58.4	PVC	140.0	0.93	0.346	0.000		0.003
69: TUBERIA...	69 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-3	J-9	58.4	PVC	140.0	-0.45	0.167	0.000		0.001
71: TUBERIA...	71 TUBERIA (Polyline)-5	48.00	J-6	J-8	58.4	PVC	140.0	-1.03	0.386	0.000		0.003
72: TUBERIA...	72 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-1	J-10	58.4	PVC	140.0	-0.06	0.022	0.000		0.000
74: TUBERIA...	74 TUBERIA (Polyline)-9	48.00	J-11	J-4	58.4	PVC	140.0	-0.24	0.089	0.000		0.000
76: TUBERIA...	76 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-12	J-2	58.4	PVC	140.0	-0.01	0.003	0.000		0.000
78: TUBERIA...	78 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-13	J-14	58.4	PVC	140.0	1.31	0.487	0.000		0.005
81: TUBERIA...	81 TUBERIA (Polyline)-6	48.00	J-7	J-15	58.4	PVC	140.0	-0.86	0.323	0.000		0.002
83: TUBERIA...	83 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-10	J-16	58.4	PVC	140.0	-0.10	0.038	0.000		0.000
85: TUBERIA...	85 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-17	J-18	58.4	PVC	140.0	0.07	0.025	0.000		0.000
88: TUBERIA...	88 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-9	J-19	58.4	PVC	140.0	-0.33	0.123	0.000		0.000
90: TUBERIA...	90 TUBERIA (Polyline)-...	48.00	J-20	J-13	58.4	PVC	140.0	2.75	1.025	0.000		0.021
94: TUBERIA...	94 TUBERIA (Polyline)-...	100.00	J-11	J-5	58.4	PVC	140.0	-0.12	0.043	0.000		0.000
95: TUBERIA...	95 TUBERIA (Polyline)-...	100.00	J-9	J-7	58.4	PVC	140.0	-0.89	0.330	0.000		0.003
96: TUBERIA...	96 TUBERIA (Polyline)-...	100.00	J-19	J-15	58.4	PVC	140.0	-1.05	0.393	0.000		0.004
97: TUBERIA...	97 TUBERIA (Polyline)-7	100.00	J-6	J-4	58.4	PVC	140.0	0.28	0.104	0.000		0.000
98: TUBERIA...	98 TUBERIA (Polyline)-...	100.00	J-3	J-8	58.4	PVC	140.0	-0.68	0.254	0.000		0.002
99: TUBERIA...	99 TUBERIA (Polyline)-...	108.85	J-19	J-16	58.4	PVC	140.0	0.53	0.198	0.000		0.001
100: TUBERI...	100 TUBERIA (Polyline)-2	108.85	J-10	J-9	58.4	PVC	140.0	-0.48	0.180	0.000		0.001
101: TUBERI...	101 TUBERIA (Polyline)-...	108.85	J-1	J-3	58.4	PVC	140.0	-0.37	0.139	0.000		0.001
102: TUBERI...	102 TUBERIA (Polyline)-8	108.85	J-4	J-2	58.4	PVC	140.0	0.22	0.082	0.000		0.000
103: TUBERI...	103 TUBERIA (Polyline)-...	108.85	J-12	J-11	58.4	PVC	140.0	-0.15	0.055	0.000		0.000
104: TUBERI...	104 TUBERIA (Polyline)-...	108.91	J-8	J-14	58.4	PVC	140.0	-1.07	0.400	0.000		0.004
105: TUBERI...	105 TUBERIA (Polyline)-3	108.96	J-7	J-13	58.4	PVC	140.0	-1.23	0.461	0.000		0.005
106: TUBERI...	106 TUBERIA (Polyline)-...	109.02	J-15	J-20	58.4	PVC	140.0	-2.11	0.789	0.000		0.013
107: TUBERI...	107 TUBERIA (Polyline)-...	115.85	J-17	J-16	58.4	PVC	140.0	-0.22	0.082	0.000		0.000
108: TUBERI...	108 TUBERIA (Polyline)-1	115.85	J-18	J-10	58.4	PVC	140.0	-0.21	0.079	0.000		0.000
110: P-1	110 P-1	1,756.52	R-1	J-20	81.4	PVC	140.0	5.00	0.961	0.000		0.013

Figura 7.2: Reporte de resultados
143

7.3. Comparación de resultados

Como se puede observar en los cuadros mostrados, los resultados tanto a nivel de los nodos y tuberías (cotas piezométricas, presiones, velocidades y caudales) numéricamente existe muy poca diferencia, esto garantiza que los resultados obtenidos son adecuados, tomando en cuenta las restricciones impuestas.

Cuadro 7.4: Velocidades obtenidos en las tuberías

Tubería	Velocidad (m/s) Méto- do de Perturbación	Velocidad (m/s) WATERCAD
1	0.036	0.034
2	0.174	0.172
3	0.169	0.166
4	0.346	0.342
5	0.167	0.165
6	0.386	0.384
7	0.022	0.027
8	0.089	0.090
9	0.003	0.004
10	0.487	0.482
11	0.323	0.329
12	0.038	0.033
13	0.025	0.022
14	0.123	0.128
15	1.025	1.024
16	0.043	0.041
17	0.330	0.332
18	0.393	0.395
19	0.104	0.108
20	0.254	0.255
21	0.198	0.194
22	0.180	0.183
23	0.139	0.140
24	0.082	0.084
25	0.055	0.058
26	0.400	0.405
27	0.461	0.466
28	0.789	0.780
29	0.082	0.087
30	0.079	0.073
31	0.961	0.965

7.3.1. Velocidades en las tuberías

La Tabla 7.4 muestra los resultados obtenidos del sistema de abastecimiento de agua analizado, las velocidades obtenidas por el método de la perturbación para el grado de aproximación analizado es equivalente al obtenido mediante el análisis realizado en el programa *WATERCAD*. Las velocidades obtenidas se derivan de los caudales y su comprobación, en cada nudo considerado, cumple el principio de la continuidad.

Cuadro 7.5: Gradiente hidráulico en los nudos considerados

Nudo	Cota (m)	Gradiente Hidráulica (m) WATERCAD	Gradiente Hidráulica (m) Método Perturbación
1	2,854.39	2,876.11	2,876.18
2	2,850.54	2,876.11	2,876.16
3	2,850.67	2,876.17	2,876.21
4	2,848.71	2,876.13	2,876.25
5	2,837.44	2,876.13	2,876.18
6	2,843.59	2,876.16	2,875.67
7	2,847.42	2,876.46	2,876.82
8	2,845.65	2,876.33	2,876.28
9	2,852.06	2,876.20	2,877.01
10	2,855.67	2,876.11	2,876.24
11	2,845.83	2,876.12	2,876.18
12	2,845.85	2,876.11	2,876.16
13	2,840.04	2,876.98	2,876.29
14	2,838.61	2,876.72	2,875.34
15	2,848.42	2,876.58	2,876.52
16	2,856.92	2,876.12	2,876.16
17	2,857.11	2,876.09	2,876.12
18	2,851.64	2,876.09	2,876.18
19	2,852.62	2,876.22	2,876.24
20	2,841.46	2,877.98	2,877.21

7.3.2. Gradiente hidráulico

Los resultados en los nudos, a nivel del Gradiente Hidráulico, obtenidos al analizar el sistema de abastecimiento de agua se muestra en la Tabla 7.5, donde los resultados obtenidos mediante el Método de la Perturbación son equivalentes para

efectos de diseño.

Cuadro 7.6: Presiones en los nudos

Nudo	Cota (m)	Presión(m) WATERCAD	Presión(m) método de Perturbación
1	2,854.39	21.72	21.79
2	2,850.54	25.57	25.62
3	2,850.67	25.5	25.54
4	2,848.71	27.42	27.54
5	2,837.44	38.69	38.74
6	2,843.59	32.57	32.08
7	2,847.42	29.04	29.4
8	2,845.65	30.68	30.63
9	2,852.06	24.14	24.95
10	2,855.67	20.44	20.57
11	2,845.83	30.29	30.35
12	2,845.85	30.26	30.31
13	2,840.04	36.94	36.25
14	2,838.61	38.11	36.73
15	2,848.42	28.16	28.1
16	2,856.92	19.2	19.24
17	2,857.11	18.98	19.01
18	2,851.64	24.45	24.54
19	2,852.62	23.6	23.62
20	2,841.46	36.52	35.75

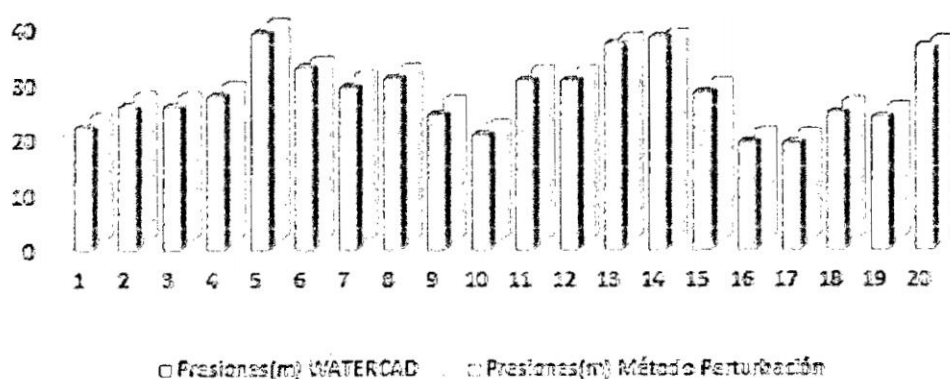


Figura 7.3: Presiones obtenidos en los nudos

7.3.3. Presiones en los nudos

Las presiones de los obtenidos desde un análisis mediante el Método de la Perturbación y el programa *WATERCAD* se muestra en la Tabla 7.6, donde los resultados numéricamente se distingue una ligera variación, pero para efectos de diseño, dado que las variaciones son pequeñas, no alteran las tuberías seleccionadas.

Parte IV

CONCLUSIONES

Capítulo 8

CONCLUSIONES

- Se efectuó un análisis de sistemas de redes de abastecimiento de agua mediante el método de la perturbación, los resultados fueron comparados con los obtenidos de un análisis mediante el programa comercial *WaterCAD* encontrándose resultados similares en el resultado de los nudos: las cotas piezométricas y presiones, y los resultados en las tuberías: velocidades y caudales; se encuentra constatado en el capítulo correspondiente a al *Análisis y discusión de Resultados*.
- El método de la perturbación se clasifica como un método numérico para solución aproximada de ecuaciones diferenciales parciales (es equivalente al método de los elementos finitos, diferencias finitas, etc.); la solución aproximada de las ecuaciones gobernantes del flujo de agua en sistemas de abastecimiento de agua potable lo obtiene directamente, no requiere de procesos iterativos, de allí la diferencia con los otros métodos numéricos.
- El sistema de abastecimiento de agua se analizó tomando en cuenta y restringiendo al flujo permanente.
- Los resultados obtenidos a nivel de los caudales y velocidades en las tuberías se muestra en la Tabla 8.1. El principio de la continuidad de los caudales se verifican y cumple para cada nudo considerado en el sistema de abastecimiento

de agua analizado.

- Las presiones finales de diseño del sistema de abastecimiento de agua analizado se muestra en la tabla 8.2 y la Figura 8.1, donde se observa los resultados obtenidos mediante el método de la perturbación y los resultados por obtenidos mediante un análisis con *WaterCAD*, observándose que los resultados son aproximados.

Cuadro 8.1: Velocidades en las tuberías

Tubería	Velocidad (m/s) Méto- do de Perturbación	Velocidad (m/s) WATERCAD
1	0.036	0.034
2	0.174	0.172
3	0.169	0.166
4	0.346	0.342
5	0.167	0.165
6	0.386	0.384
7	0.022	0.027
8	0.089	0.090
9	0.003	0.004
10	0.487	0.482
11	0.323	0.329
12	0.038	0.033
13	0.025	0.022
14	0.123	0.128
15	1.025	1.024
16	0.043	0.041
17	0.330	0.332
18	0.393	0.395
19	0.104	0.108
20	0.254	0.255
21	0.198	0.194
22	0.180	0.183
23	0.139	0.140
24	0.082	0.084
25	0.055	0.058
26	0.400	0.405
27	0.461	0.466
28	0.789	0.780
29	0.082	0.087
30	0.079	0.073
31	0.961	0.965

- El proceso de la selección de las tuberías de la red de abastecimiento de agua se realiza después de obtener las presiones, seleccionando la clase de las tuberías que soporte las solicitaciones necesarias, para luego corregir el límite de las velocidades permitidas.

Cuadro 8.2: Presiones obtenido en los nudos

Nudo	Cota (m)	Presión(m) WATERCAD	Presión(m) método de Perturbación
1	2,854.39	21.72	21.79
2	2,850.54	25.57	25.62
3	2,850.67	25.5	25.54
4	2,848.71	27.42	27.54
5	2,837.44	38.69	38.74
6	2,843.59	32.57	32.08
7	2,847.42	29.04	29.4
8	2,845.65	30.68	30.63
9	2,852.06	24.14	24.95
10	2,855.67	20.44	20.57
11	2,845.83	30.29	30.35
12	2,845.85	30.26	30.31
13	2,840.04	36.94	36.25
14	2,838.61	38.11	36.73
15	2,848.42	28.16	28.1
16	2,856.92	19.2	19.24
17	2,857.11	18.98	19.01
18	2,851.64	24.45	24.54
19	2,852.62	23.6	23.62
20	2,841.46	36.52	35.75

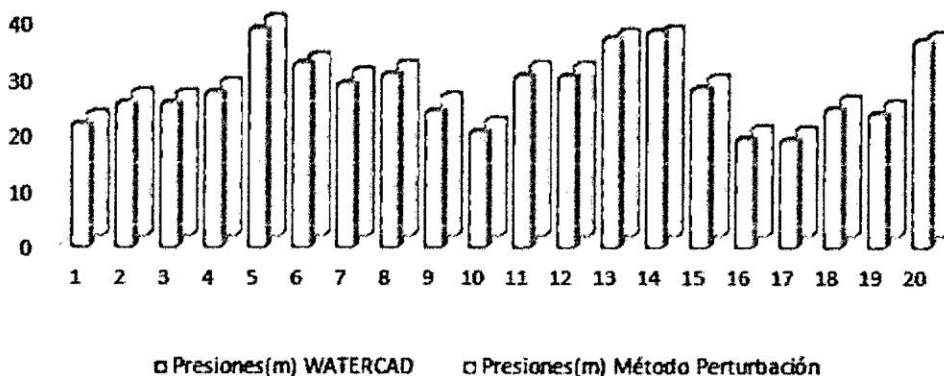


Figura 8.1: Presiones en los nudos

- Las presiones obtenidas mediante el método de la perturbación y el programa *WaterCAD*, numéricamente se observa pocas diferencias, ésta diferencia de presiones a nivel de diseño - para la selección de la clase de las tuberías - no tiene ninguna incidencia. La Tabla 8.3 muestra la diferencia de presiones para todos los nudos y gráficamente en la Figura 8.2.

Cuadro 8.3: Diferencia de presiones, *WaterCAD* y el Método de la Perturbación

Nudo	Presión (m) WA-TERCAD	Presión (m) Méto- do Perturbación	Diferencia
1	21.72	21.79	-0.07
2	25.57	25.62	-0.05
3	25.50	25.54	-0.04
4	27.42	27.54	-0.12
5	38.69	38.74	-0.05
6	32.57	32.08	0.49
7	29.04	29.40	-0.36
8	30.68	30.63	0.05
9	24.14	24.95	-0.81
10	20.44	20.57	-0.13
11	30.29	30.35	-0.06
12	30.26	30.31	-0.05
13	36.94	36.25	0.69
14	38.11	36.73	1.38
15	28.16	28.10	0.06
16	19.20	19.24	-0.04
17	18.98	19.01	-0.03
18	24.45	24.54	-0.09
19	23.60	23.62	-0.02
20	36.52	35.75	0.77

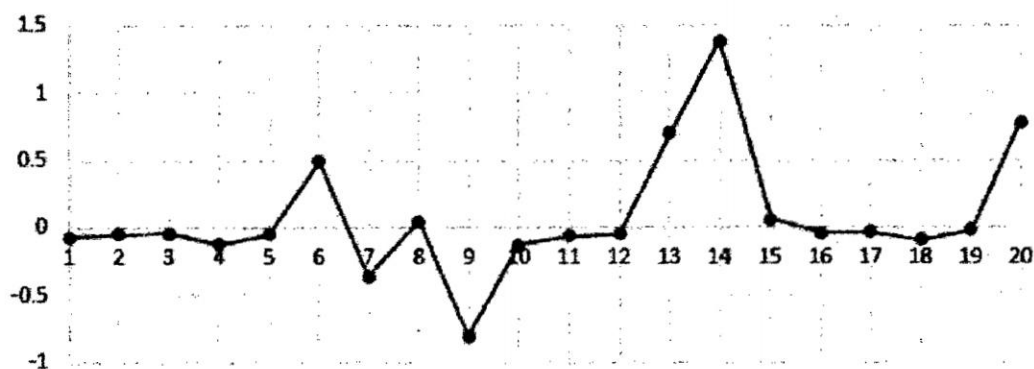


Figura 8.2: Diferencia de presiones *WaterCAD* y el Método de la Perturbación

8.1. Recomendaciones

En el proceso de análisis de sistemas de abastecimiento de agua mediante el método de la perturbación, es necesario la adecuada información de los datos requeridos con la finalidad de obtener los resultados esperados; debido que el procedimiento de análisis consiste en la solución directa del sistema de ecuaciones lineales simultáneas para la obtención directa de las cotas piezométricas y su posterior obtención de los caudales y presiones, en tuberías y nudos respectivamente; es conveniente implementar - automatizar los procesos de cálculo en un lenguaje de programación de propósito general.

8.2. Trabajos futuros

La tesis aborda el análisis del flujo de agua en sistemas de abastecimiento teniendo en cuenta teniendo en cuenta el flujo permanente incompresible, en posteriores trabajos se espera implementar a nivel del flujo no permanente en sistemas de abastecimiento de agua.

Bibliografía

- [1] *Ley Nro 27446, Ley del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental, Lima Perú 2011.*
- [2] *Reglamento Nacional de Edificaciones, OS-010.*
- [3] Aysel T. Atimtay and Subhas K. Sikdar. *Security of Industrial Water Supply and Management.* 2011.
- [4] H. A. Basha and B. G. Kassab. Analysis of water distribution system using a perturbation method. 1996.
- [5] Anand Chiplunkar, Kallidaikurichi Seetharam, and Cheon Kheong Tan. *Good Practices in Urban Water Management: Decoding Good Practices for a Successful Future.* ADB, National University of Singapore, 2012.
- [6] Cunha Maria da Conceicao and Sousa Joaquim. Water distribution network design optimization: Simulated annealing approach. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 125(4):215–221, 1999.
- [7] Larock Bruce E., Jeppson Roland W., and Watters Gary Z. *Hydraulics of Pipeline Systems.* CRC press, 1999.
- [8] Laura Echternacht. *Pricing Urban Water: Evaluation of Economics in the Water Sector of Hyderabad and Varanasi (India).* 2014.
- [9] Arturo Rocha Felices. *Abstecimiento de Agua.* 1993.
- [10] Duncan Mara. *Sanitation and Water Supply in Low- income Countries.* 2011.

- [11] Committee on Public Water Supply Distribution Systems. *Drinking Water Distribution Systems: Assessing and Reducing Risks*. 2006.
- [12] Avi Ostfeld. *Water Supply System Analysis: Selected Topics*. 2012.
- [13] Roger Aguero Pittman. *Agua Potable para Poblaciones Rurales*. 1997.
- [14] Alex Prud'homme. *The Ripple Effect: The Fate of Fresh Water in the Twenty-First Century*. 2011.
- [15] Don D. Ratnayaka, Malcolm J. Brandt, and Michael Johnson. *Twort's Water Supply*. 2009.
- [16] Lewis A Rossman, Paul F Boulos, and Tom Altman. Discrete volume-element method for network water-quality models. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 119(5):505–517, 1993.
- [17] Juan Saldarriaga. *Hidráulica de Tuberías Abastecimiento de Agua Redes Riegos*. Universidad los Andes, 2007.
- [18] Prabhata K. Swamee and Ashok K. Sharma. *Design of Water Supply Pipe Networks*. Wiley-Interscience, 2008.
- [19] American Geophysical Union. *Metropolitan Water Management (Water Resources Monograph)*. 1991.

Parte V

ANEXOS

Anexo A

Método de la perturbación

Reporte del proceso de cálculo del método de la perturbación, desde *MATHCAD*, donde se especifica los pasos y las ecuaciones utilizadas para el análisis de sistemas de abastecimiento de agua mediante el método indicado.

Análisis y Diseño de Redes de Agua Potable

Método de la Perturbación

▾ Método de perturbacion - Argumentos

2.0 Argumentos

2.1 Definiendo la Red (RED)

Cada fila representa la conectividad de la tubería en la red.

Donde:

Columna #1: Número del nudo inicial

Columna #2: Número del nudo final

Columna #3: Longitud de la tubería en metros [m]

Columna #4: Diámetro de la tubería en milímetros [mm]

Columna #5: Sumatoria de los coeficientes de pérdidas locales

RED :=

	1	2	3	4	5
1	1	2	48	58.4	0
2	3	4	48	58.4	0
3	5	6	48	58.4	0
4	7	8	48	58.4	0
5	3	9	48	58.4	0
6	6	8	48	58.4	0
7	1	10	48	58.4	0
8	11	4	48	58.4	0
9	12	2	48	58.4	0
10	13	14	48	58.4	0
11	7	15	48	58.4	0
12	10	16	48	58.4	0
13	17	18	48	58.4	0
14	9	19	48	58.4	0
15	20	13	48	58.4	0
16	11	5	100	58.4	0
17	9	7	100	58.4	0
18	19	15	100	58.4	0
19	6	4	100	58.4	0
20	3	8	100	58.4	0
21	19	16	108.85	58.4	0
22	10	9	108.85	58.4	0
23	1	3	108.85	58.4	0
24	4	2	108.85	58.4	0
25	12	11	108.85	58.4	0

26	8	14	108.91	58.4	0
27	7	13	108.96	58.4	0
28	15	20	109.02	58.4	0
29	17	16	115.85	58.4	0
30	18	10	115.85	58.4	0
31	1	20	$1.757 \cdot 10^3$	81.4	0

2.2 Cota Topográfica del terreno (CT) [msnm]

CT :=

	1
1	$2.854 \cdot 10^3$
2	$2.851 \cdot 10^3$
3	$2.851 \cdot 10^3$
4	$2.849 \cdot 10^3$
5	$2.837 \cdot 10^3$
6	$2.844 \cdot 10^3$
7	$2.847 \cdot 10^3$
8	$2.846 \cdot 10^3$
9	$2.853 \cdot 10^3$
10	$2.856 \cdot 10^3$
11	$2.846 \cdot 10^3$
12	$2.846 \cdot 10^3$
13	$2.84 \cdot 10^3$
14	$2.839 \cdot 10^3$
15	$2.848 \cdot 10^3$
16	$2.857 \cdot 10^3$
17	$2.857 \cdot 10^3$
18	$2.851 \cdot 10^3$
19	$2.853 \cdot 10^3$
20	$2.841 \cdot 10^3$

2.3 Demanda en nudos(Qd) [lt/s]

Qd :=

	1
1	0.34
2	0.31
3	0.29
4	0.29
5	0.34
6	0.3
7	0.29
8	0.29
9	0.29
10	0.31
11	0.21
12	16
13	0.21
14	0.23
15	0.2
16	0.21
17	0.15
18	0.28
19	0.19
20	0.14

2.4 Rugosidad absoluta de la tubería [m]

$$k_s := 0.06 \cdot 10^{-3}$$

2.5 Viscosidad cinemática [m²/s]

$$\nu := 1.14 \cdot 10^{-6}$$

2.6 Reservorios que abastecen a la red (RSV)

Son los nudos de cota piezométrica conocida y los argumentos son:

Donde:

Columna #1: Número de nudo de cota piezométrica conocida

Columna #2: Cota piezométrica [m]

RSV :=

	1	2
1	1	$2.854 \cdot 10^3$

2.7 Definiendo bombas en la red (BMB)

Se debe definir el número de la tubería y la altura de agua (presión de agua) adicional con la cual colabora la bomba a la red

Donde:

Columna #1: Número de tubería

Columna #2: altura - presión de agua [m]

Método de perturbacion - Argumentos

Método de perturbación - Resultados Generales

3. Proceso de cálculo

Para realizar el cálculo es necesario identificar el número de tuberías, número de nudos de cota piezométrica conocida y cota piezométrica desconocida:

Número de nudos de cota piezométrica desconocida:

$$NN := \text{rows}(CT) - \text{rows}(RSV) \quad NN = 19$$

Número de tuberías (tramos)

$$NT := \text{rows}(RED) \quad NT = 31$$

Número de nudos de cota piezométrica conocida

$$NS := \text{rows}(RSV) \quad NS = 1$$

3.1 Ecuación de la continuidad en cada nudo

15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	1	0	0	0	0	...

3.2 Vector de cotas piezométricas conocidas

Dependiendo del número de reservorios que abastecen a la red de distribución de agua, algunos valores en los nudos son conocidos (en los reservorios)

$$NCPC := RSV^{(1)}$$

$$NCPC = (1)$$

```

A10 :=
  A10 ← At^{(NCPC_{1,1})}
  if rows(NCPC) ≥ 2
    for n ∈ 2..rows(NCPC)
      i ← NCPC_{n,1}
      A10 ← augment(A10, At^{(i)})
  A10

```

	1
1	-1
2	0
3	0
4	0
5	0
6	0
7	-1
8	0
9	0
10	0
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	...

Método de perturbación - Resultados Generales

Método de perturbación - Resultados

4. Ordenado Resultados

4.1 Cotas Piezométricas

Al resolver el sistema de ecuaciones considerados, dependiendo al grado de aproximación requerido (sistema de ecuaciones lineales simultáneas):

Zeroth order:

$$\begin{aligned} [A_c][h_0] &= +[C_1] \\ [A_c][h_0] &= +[\Delta H] \end{aligned} \quad (19)$$

First order:

$$\begin{aligned} [A_c][h_1] &= -[\alpha h_0 \ln h_0] \\ [A_c][h_1] &= +[0] \end{aligned} \quad (20)$$

Second order:

$$\begin{aligned} [A_c][h_2] &= -[\alpha(h_1 + h_1 \ln h_0 + 0.5h_0 \ln^2 h_0)] \\ [A_c][h_2] &= +[0] \end{aligned} \quad (21)$$

Third order:

$$\begin{aligned} [A_c][h_3] &= -\left[\alpha \left(h_2 + \frac{h_1^2}{2h_0} + h_1 p_n h_0 + h_2 \ln h_0 \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{h_1}{2} \ln^2 h_0 + \frac{h_0}{6} \ln^3 h_0 \right) \right] \\ [A_c][h_3] &= +[0] \end{aligned} \quad (22)$$

Se obtienen directamente las cotas piezométricas en los nudos

4.2 Presiones

Es la diferencias de las cotas piezométricas y cotas topográficas de cada nudo:

4.3 Caudales en las tuberías

Se obtienen desde las cotas piezométricas y la conectividad, dependiendo de cada tubería, mediante:

$$Q = \alpha h^x \quad (3)$$

where x varies between 0.5 and 0.54 depending on the head loss equation used, and α is function of the length L , the diameter D , and the roughness in the pipe.

Anexo B

Método del gradiente hidráulico

Reporte del proceso de cálculo del método del gradiente hidráulico, desde *MATH-CAD*, donde se especifica los pasos y las ecuaciones utilizadas para el análisis de sistemas de abastecimiento de agua mediante el método indicado. Estos resultados sirven para comparar los resultados obtenidos mediante el método de la Perturbación.

Análisis y Diseño de Redes de Agua Potable

Método del Gradiente Hidráulico

☑ Método del Gradiente Hidráulico - Argumentos

2.0 Argumentos

2.1 Definiendo la Red (RED)

Cada fila representa la conectividad de la tubería en la red.

Donde:

Columna #1: Número del nudo inicial

Columna #2: Número del nudo final

Columna #3: Longitud de la tubería en metros [m]

Columna #4: Diámetro de la tubería en milímetros [mm]

Columna #5: Sumatoria de los coeficientes de pérdidas locales

RED :=

	1	2	3	4	5
1	1	2	48	58.4	0
2	3	4	48	58.4	0
3	5	6	48	58.4	0
4	7	8	48	58.4	0
5	3	9	48	58.4	0
6	6	8	48	58.4	0
7	1	10	48	58.4	0
8	11	4	48	58.4	0
9	12	2	48	58.4	0
10	13	14	48	58.4	0
11	7	15	48	58.4	0
12	10	16	48	58.4	0
13	17	18	48	58.4	0
14	9	19	48	58.4	0
15	20	13	48	58.4	0
16	11	5	100	58.4	0
17	9	7	100	58.4	0
18	19	15	100	58.4	0
19	6	4	100	58.4	0
20	3	8	100	58.4	0
21	19	16	108.85	58.4	0
22	10	9	108.85	58.4	0
23	1	3	108.85	58.4	0
24	4	2	108.85	58.4	0
25	12	11	108.85	58.4	0
26	8	14	108.91	58.4	0

27	7	13	108.96	58.4	0
28	15	20	109.02	58.4	0
29	17	16	115.85	58.4	0
30	18	10	115.85	58.4	0
31	1	20	$1.757 \cdot 10^3$	81.4	0

2.2 Cota Topográfica del terreno (CT) [msnm]

CT :=

	1
1	$2.854 \cdot 10^3$
2	$2.851 \cdot 10^3$
3	$2.851 \cdot 10^3$
4	$2.849 \cdot 10^3$
5	$2.837 \cdot 10^3$
6	$2.844 \cdot 10^3$
7	$2.847 \cdot 10^3$
8	$2.846 \cdot 10^3$
9	$2.853 \cdot 10^3$
10	$2.856 \cdot 10^3$
11	$2.846 \cdot 10^3$
12	$2.846 \cdot 10^3$
13	$2.84 \cdot 10^3$
14	$2.839 \cdot 10^3$
15	$2.848 \cdot 10^3$
16	$2.857 \cdot 10^3$
17	$2.857 \cdot 10^3$
18	$2.851 \cdot 10^3$
19	$2.853 \cdot 10^3$
20	$2.841 \cdot 10^3$

2.3 Demanda en nudos(Qd) [lt/s]

Qd :=

	1
1	0.34
2	0.31
3	0.29
4	0.29
5	0.34
6	0.3
7	0.29
8	0.29
9	0.29
10	0.31
11	0.21
12	16
13	0.21
14	0.23
15	0.2
16	0.21
17	0.15
18	0.28
19	0.19
20	0.14

2.4 Rugosidad absoluta de la tubería [m]

$$k_s := 0.06 \cdot 10^{-3}$$

2.5 Viscosidad cinemática [m²/s]

$$\nu := 1.14 \cdot 10^{-6}$$

2.6 Reservorios que abastecen a la red (RSV)

Son los nudos de cota piezométrica conocida y los argumentos son:

Donde:

Columna #1: Número de nudo de cota piezométrica conocida

Columna #2: Cota piezométrica [m]

RSV :=

	1	2
1	1	$2.854 \cdot 10^3$

2.7 Definiendo bombas en la red (BMB)

Se debe definir el número de la tubería y la altura de agua (presión de agua) adicional con la cual colabora la bomba a la red

Donde:

Columna #1: Número de tubería

Columna #2: altura - presión de agua [m]

Método del Gradiente Hidráulico - Argumentos

Método del Gradiente Hidráulico - Resultados Generales

3. Proceso de cálculo

Para realizar el cálculo de presiones y caudales en la red, es necesario el siguiente planteamiento de matrices y vectores teniendo en cuenta que:

Número de nudos de cota piezométrica desconocida:

$$NN := \text{rows}(\text{CT}) - \text{rows}(\text{RSV}) \quad NN = 19$$

Número de tuberías (tramos)

$$NT := \text{rows}(\text{RED}) \quad NT = 31$$

Número de nudos de cota piezométrica conocida

$$NS := \text{rows}(\text{RSV}) \quad NS = 1$$

3.1 Resultados generales

Todas las matrices obtenidas en esta sección se mantienen constante en todo el procedimiento de diseño.

3.1.1 Obteniendo la matriz de conectividad total (A_t), su dimensión es $NT \cdot (NN + NS)$ asociada a cada uno de los nudos de la red, con solo dos elementos diferentes de cero en la i -ésima fila

- "-1" en la columna correspondiente al nodo inicial del tramo i
- "1" en la columna correspondiente al nodo final del tramo i

At := for $i \in 1..NT$
 $ni \leftarrow RED_{i,1}$
 $nf \leftarrow RED_{i,2}$
 $At_{i,ni} \leftarrow -1$
 $At_{i,nf} \leftarrow 1$
At

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	-1	1	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	-1	1	0	0
5	0	0	-1	0	0	0	0	0	1	0
6	0	0	0	0	0	-1	0	1	0	0
7	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
8	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
9	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	1	0	0	0	0	...

de la matriz At se obtiene las matrices A12 y A10.

3.1.2 Matriz de conectividad A12 asociada a cada uno de los nudos de la red de cota piezométrica desconocida, de dimensión NT*NN

Los nudos de cota piezométrica desconocida son(NCPD):

NCPD := submatrix(NODE, rows(RSV) + 1, rows(NODE), 1, 1)

NCPD =

	1
1	2
2	3
3	4
4	5
5	6
6	7
7	8
8	9
9	10
10	11
11	12
12	13
13	14
14	15
15	16
16	...

NODE =

	1
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	...

y la matriz A12 resulta:

$$A12 := \left| \begin{array}{l} A12 \leftarrow At^{\langle\langle NCPD_{1,1} \rangle\rangle} \\ \text{for } n \in 2..rows(NCPD) \\ \quad | \quad i \leftarrow NCPD_{n,1} \\ \quad | \quad A12 \leftarrow \text{augment}(A12, At^{\langle i \rangle}) \\ A12 \end{array} \right.$$

A12 =

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	-1	1	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	-1	1	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	-1	1	0	0	0
5	0	-1	0	0	0	0	0	1	0	0
6	0	0	0	0	-1	0	1	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
8	0	0	1	0	0	0	0	0	0	-1
9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	-1	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	1	0	0	0	0	0	...

su traspuesta es A21:

A21 =

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
2	0	-1	0	0	-1	0	0	0	0	0
3	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0
4	0	0	-1	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	1	0	0	-1	0	0	0	0
6	0	0	0	-1	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0
8	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...

3.1.3 Matriz topológica tramo a nodo, que asocia a las tuberías con los nodos de cota piezométrica conocida (Los reservorios) de dimensión NT*NS

Los nudos de cota piezométrica conocida son (NCPC):

$$NCPC := RSV^{(1)}$$

$$NCPC = (1)$$

la matriz A10 resulta:

$$A10 := \begin{cases} A10 \leftarrow At^{(NCPC_{1,1})} \\ \text{if rows}(NCPC) \geq 2 \\ \quad \text{for } n \in 2..rows(NCPC) \\ \quad \quad i \leftarrow NCPC_{n,1} \\ \quad \quad A10 \leftarrow \text{augment}(A10, At^{(i)}) \\ \quad A10 \end{cases}$$

	1
1	-1
2	0
3	0
4	0
5	0
6	0
7	-1
8	0
9	0
10	0
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	...

A10 es la matriz topológica tramo a nodo, para los NS nodos de cota piezométrica conocida, su dimensión es NT*NS con un valor igual a -1 en las filas correspondientes a los tramos conectados a los reservorios (Nudos de cota piezométrica conocida)

3.1.4 Vector de Cotas piezométricas fijas, cuya dimensión es NS*1

$$Ho := RSV^{(2)}$$

$$Ho = (2.854 \times 10^3)$$

3.1.5 Vector de consumo, de dimensión NN*1

En este vector no interviene los nudos de cota piezométrica conocida.

$$q := \frac{\text{submatrix}(Qd, \text{rows}(RSV) + 1, \text{rows}(Qd), 1, 1)}{1000}$$

	1
1	3.1·10 ⁻⁴
2	2.9·10 ⁻⁴
3	2.9·10 ⁻⁴
4	3.4·10 ⁻⁴
5	3·10 ⁻⁴
6	2.9·10 ⁻⁴
7	2.9·10 ⁻⁴
8	2.9·10 ⁻⁴
9	3.1·10 ⁻⁴

en m³/s

10	$2.1 \cdot 10^{-4}$
11	0.016
12	$2.1 \cdot 10^{-4}$
13	$2.3 \cdot 10^{-4}$
14	$2 \cdot 10^{-4}$
15	$2.1 \cdot 10^{-4}$
16	...

3.1.6 matriz identidad, de dimensión NT*NT

I := identity(NT)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...

3.1.7 matriz diagonal M, de dimensión NT*NT

$N_{dw} := 2 \cdot I$

los elementos de la diagonal principal son iguales al coeficiente "m", que depende de qué ecuación para la pérdida de carga se esté utilizando, en este caso utilizaré la de Darcy-Weisbach, para lo cual $m=2$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0

9	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...

3.2 Valores iniciales para las iteraciones.

3.2.1 Caudales que circulan en cada tubería

$$f(x,y) := 0.2$$

$$Q := \text{matrix}(\text{rows}(\text{RED}), 1, f)$$

Q =

	1
1	0.2
2	0.2
3	0.2
4	0.2
5	0.2
6	0.2
7	0.2
8	0.2
9	0.2
10	0.2
11	0.2
12	0.2
13	0.2
14	0.2
15	0.2
16	...

3.2.2 Diámetro de la tuberías [m]

$$D := \frac{\text{RED}^{(4)}}{1000}$$

D =

	1
1	0.058
2	0.058
3	0.058
4	0.058
5	0.058
6	0.058
7	0.058
8	0.058
9	0.058
10	0.058
11	0.058
12	0.058
13	0.058
14	0.058
15	0.058
16	...

4. Proceso Iterativo:

4.1 Iteración #8

El caudal para la iteración actual es:

$$Q_{ac} := Q$$

	1
1	0.2
2	0.2
3	0.2
4	0.2
5	0.2
6	0.2
7	0.2
8	0.2
9	0.2
10	0.2
11	0.2
12	0.2
13	0.2
14	0.2
15	0.2
16	...

1. Obteniendo la matriz A 11

Esta matriz contiene en su diagonal principal el siguiente valor:

$$\alpha_i \cdot Q_i^{m_i-1} + \beta_i + \frac{\gamma_i}{Q_i}$$

1.1 Obteniendo el coeficiente α

$$\alpha := \begin{cases} \text{for } i \in 1..NT \\ \text{Re} \leftarrow \frac{4 Q_{ac,i,1}}{\pi \cdot D_{i,1} \cdot \nu} \\ \text{fa} \leftarrow 0.01 \\ \text{fa} \leftarrow \text{root} \left(\frac{1}{\sqrt{\text{fa}}} + 2 \cdot \log \left(\frac{k_s}{3.7 \cdot D_{i,1}} + \frac{2.51}{\text{Re} \cdot \sqrt{\text{fa}}} \right), \text{fa} \right) \\ \alpha_{i,1} \leftarrow \frac{0.08262686 \cdot \text{fa} \cdot \text{RED}_{i,3}}{(D_{i,1})^5} \end{cases}$$

	1
1	1.159·10 ⁵
2	1.159·10 ⁵
3	1.159·10 ⁵
4	1.159·10 ⁵
5	1.159·10 ⁵
6	1.159·10 ⁵
7	1.159·10 ⁵
8	1.159·10 ⁵
9	1.159·10 ⁵
10	1.159·10 ⁵
11	1.159·10 ⁵
12	1.159·10 ⁵
13	1.159·10 ⁵
14	1.159·10 ⁵
15	1.159·10 ⁵
16	...

1.2 Pérdida de carga localizadas

$$\beta := \begin{cases} \text{for } i \in 1..NT \\ \beta_{i,1} \leftarrow \frac{8 \cdot Q_{i,1}}{9.807 \cdot \pi^2 \cdot (D_{i,1})^4} \cdot \text{RED}_{i,5} \end{cases}$$

	1
1	0
2	0
3	0
4	0
5	0
6	0
7	0
8	0
9	0
10	0

	1
1	0

1.3 Cuando existe bombas en la red

no existe bombas en la red.

$$f(x,y) := 0 \quad \gamma := \text{matrix}(\text{NT}, 1, f)$$

11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	...

1	0
2	0
3	0
4	0
5	0
6	0
7	0
8	0
9	0
10	0
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	...

La matriz A11 resulta:

$$A_{11} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..NT \\ A_{11,i,i} \leftarrow \alpha_{i,1} \cdot (Q_{ac,i,1})^{2-1} + \beta_{i,1} + \frac{\gamma_{i,1}}{Q_{ac,i,1}} \end{cases}$$

A11 =

	1	2	3	4	5	6
1	2.317·10 ⁴	0	0	0	0	0
2	0	2.317·10 ⁴	0	0	0	0
3	0	0	2.317·10 ⁴	0	0	0
4	0	0	0	2.317·10 ⁴	0	0
5	0	0	0	0	2.317·10 ⁴	0
6	0	0	0	0	0	2.317·10 ⁴
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	...

- Vector de cargas piezométricas

$$H_{\text{next}} := - \left[\left(A_{21} \cdot N_{dw}^{-1} \cdot A_{11}^{-1} \cdot A_{12} \right)^{-1} \right] \cdot \left[A_{21} \cdot N_{dw}^{-1} \cdot (Q_{ac} + A_{11}^{-1} \cdot A_{10} \cdot H_0) + q - A_{21} \cdot Q_{ac} \right]$$

$$H_{\text{next}}^T =$$

	1	2	3	4	5
1	9.757·10 ³	7.983·10 ³	1.174·10 ⁴	1.059·10 ⁴	...

- Vector de caudales en las tuberías

$$Q_{next} := (I - N_{dw}^{-1}) \cdot Q_{ac} - N_{dw}^{-1} \cdot A_{11}^{-1} \cdot (A_{12} \cdot H_{next} + A_{10} \cdot H_0)$$

	1
1	-0.049
2	0.019
3	0.06
4	0.037
5	0.049
6	-0.047
7	-7.873·10 ⁻⁴
8	-7.093·10 ⁻³
9	-0.07
10	0.028
11	0.024
12	-0.034
13	0.04
14	0.084
15	0.051
16	...

- Comparando los caudales:

	1
1	-151.061
2	-181.026
3	-139.863
4	-162.818
5	-151.151
6	-152.585
7	-199.213
8	-192.907
9	-130.405
10	-172.343
11	-176.499
12	-165.776
13	-159.75
14	-116.145
15	-148.959
16	...

litros
s

$$\overrightarrow{(|Q_{next}| - |Q_{ac}|) \cdot 1000} =$$

Método del Gradiente Hidráulico - Iteraciones

Método del Gradiente Hidráulico - Resultados

5. Ordenado Resultados

Los caudales de la iteración anterior(Qac) y los caudales resultante de la iteración actual (Qnext) son casi iguales, como se muestra en la siguiente comparación, el proceso está concluido.

	1
1	-0.245
2	0.095
3	0.301

$\frac{Q_{next}}{Q_{ac}} =$	4	0.186
	5	0.244
	6	-0.237
	7	$-3.936 \cdot 10^{-3}$
	8	-0.035
	9	-0.348
	10	0.138
	11	0.118
	12	-0.171
	13	0.201
	14	0.419
	15	0.255
	16	...

Los caudales resultantes(que circulan) en cada tubería son(en litros/s):

El signo negativo indica el flujo del caudal en sentido contrario al supuesto inicialmente.

$1000 \cdot Q_{next}^T =$		1	2	3	4	5	6	:
	1	-48.939	18.974	60.137	37.182	48.849	-47.415	

Las cotas piezométricas en cada nudo son(en metros):

$$H_f := \text{augment}(H_o, H_{next}^T)$$

$H_f =$		1	2	3	4	5
	1	$2.854 \cdot 10^3$	$9.757 \cdot 10^3$	$7.983 \cdot 10^3$	$1.174 \cdot 10^4$...

Las presiones en los puntos son(en metros):

$$P := H_f - CT^T$$

$P =$		1	2	3	4	5
	1	0	$6.907 \cdot 10^3$	$5.132 \cdot 10^3$	$8.889 \cdot 10^3$...

Anexo C

PLANOS

Los planos definitivos de construcción son:

1. Plano de Localización y Ubicación
2. Plano de áreas tributarias
3. Plano de sistema de distribución