

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño

Programa de Maestría y Doctorado en Ciencias e Ingeniería



SIMULACIÓN Y CALIBRACIÓN DE MODELOS HIDRÁULICOS PARA EL ABASTECIMIENTO DE POBLACIONES

TESIS

Que para cubrir parcialmente los requisitos necesarios para obtener el grado de
MAESTRO EN INGENIERÍA

Presenta:

DARIO ARANDA PÉREZ

Director de tesis

Dr. Alvaro López-Lambraño

Ensenada, Baja California, México, julio de 2017

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y DISEÑO
UNIDAD ENSENADA

**Simulación y Calibración de Modelos Hidráulicos Para el
Abastecimiento de Poblaciones****TESIS**

Que para obtener el grado de maestría en ingeniería presenta:

Darío Aranda Pérez

Aprobada por:

Dr. Alvaro Alberto López Lambrano
Director de tesis

Dr. Jorge Octavio Mata Ramírez
Miembro del comité

M.I. Alvaro Alberto López Ramos
Miembro del comité

M.I. José Juan Villegas León
Miembro del comité

M.C. Jana Juracy Soares López
Miembro del comité

Ensenada Baja California, México. Julio, 2017

Resumen

En el presente trabajo se obtuvo la simulación hidráulica y calibración del modelo de la red de abastecimiento de agua potable en la zona centro de la ciudad de Ensenada, utilizando el software EPANET 2.0 para un periodo extendido. Para obtener el modelo se generó un plano maestro a partir de los parámetros hidráulicos, geométricos y físicos del sistema que resultaron de un catastro de redes; en esta fase también se consideró las cotas del trazo de la red obtenidas mediante un levantamiento topográfico. Después se elaboró una curva de variación horaria del consumo de la zona, contemplando los caudales de abastecimiento y demanda. Posteriormente, se calibró el modelo modificando el coeficiente de rugosidad y diámetros de las tuberías; en esta etapa se compararon las presiones simuladas con las presiones reales de 8 puntos de la red, que resultaron de un levantamiento en campo. Dichas comparaciones resultaron menores al 20%, por lo cual el modelo se considera aceptable. Finalmente, se optimizó el sistema mediante la sectorización de la red, para reducir las presiones que se presentaron por encima de lo que establece las normas del estado.

Palabras clave: simulación, calibración, curva de variación horaria, modelo hidráulico, catastro de redes.

Dedicatoria

Con eterno amor y cariño:

A mis padres,

Pedro Aranda Chávez y Gabriela Pérez Llanos

A mis compañeros,

José Juan Villegas León y Luisa Martínez Acosta

Agradecimientos

A la UABC, por permitirme ser parte de ella y desarrollarme bajo sus aulas con el apoyo de sus magníficos profesores. A la FIAD, por aceptarme como estudiante y facilitarme los medios para culminar la maestría. A CONACYT, por su programa de becas, que sustentó económicamente el trayecto de mi posgrado y que fue sumamente vital para alcanzar éste logro.

Al Dr. Alvaro López-Lambraño,

Por sus conocimientos brindados, por su tiempo, apoyo y paciencia para dirigirme en mi trabajo de tesis.

Al M.I. José Juan Villegas León,

Por creer en mí y apoyarme ampliamente y por todos sus conocimientos transmitidos que fueron fundamentales para culminar éste trabajo.

Al Dr. Jorge Mata Ramírez, M.I. Álvaro López Ramos, M.I. José Juan Villegas León y a la M.C. Jana Juracy Soares López

Por ser parte de mi comité y brindarme su valioso tiempo, para escucharme y guiarme a obtener una tesis de calidad.

Al Director de la FIAD, Dr. Juan Iván Nieto Hipólito, por dirigir la facultad con empeño para lograr egresados de calidad y por guiarme en su momento como coordinador de posgrado.

Al Coordinador de posgrado de la FIAD,

Dr. Miguel Enrique Martínez Rosas, por su ayuda, tiempo y paciencia para guiarme en múltiples tareas a lo largo del posgrado.

A mi amigo Víctor,

Por su invaluable e incondicional apoyo, por todos esos momentos de gozo y de tempestad que hemos compartido y por su bonita amistad que me respalda a seguir adelante.

CONTENIDO

1	CAPÍTULO 1	1
1.1	INTRODUCCIÓN	1
1.2	ANTECEDENTES.....	2
1.3	ESTADO DEL ARTE	4
1.4	JUSTIFICACIÓN.....	15
1.5	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	15
1.6	HIPÓTESIS	16
1.7	OBJETIVOS.....	17
1.7.1	Objetivo general	17
1.7.2	Objetivos específicos.....	17
2	HIDRÁULICA DE FLUJO EN TUBERÍAS	18
2.1	INTRODUCCIÓN	18
2.2	DEFINICIÓN DE FLUJO.....	18
2.2.1	Tipos de flujos	19
2.3	FLUJO UNIFORME EN TUBERÍAS	19
2.4	RESISTENCIA AL FLUJO EN CONDUCTOS CIRCULARES	20
2.4.1	Experimento de Reynolds.....	20
2.4.2	Número de Reynolds.....	22
2.4.3	Pérdidas de energía por fricción: experimentos preliminares	23
2.4.4	Aumento de la viscosidad en flujo turbulento	24
2.4.5	Esfuerzo cortante de Reynolds.....	25
2.4.6	Interacción flujo-pared sólida.....	27
2.4.7	Distribución de esfuerzos en tuberías circulares	29
2.4.8	Distribución de velocidades en tuberías circulares.....	31
2.4.9	Perfiles de velocidad.....	35
2.5	ECUACIONES EMPÍRICAS PARA LA FRICCIÓN EN TUBERÍAS	38
2.5.1	Ecuación de Darcy-Weisbach.....	39
2.5.2	Ecuación de Hazen-Williams	40
2.5.3	Ecuación de Manning	40
2.6	SISTEMAS DE BOMBEO	41

2.6.1	Línea de gradiente hidráulico en sistemas bomba-tuberías	43
2.6.2	Curva característica de una bomba	43
2.7	OPERACIÓN DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO	44
2.7.1	Sistemas de bombeo en paralelo	44
2.7.2	Sistemas de bombeo en serie	45
2.8	ANÁLISIS DE REDES DE TUBERÍA	46
2.8.1	Redes abiertas	46
2.8.2	Redes cerradas	47
3	DISEÑO Y MODELACIÓN EN REDES DE DISTRIBUCIÓN	49
3.1	DISEÑO DE LA RED DE ACUERDO A LA NORMA TÉCNICA DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA	49
3.1.1	Datos de proyecto	49
3.1.2	Gasto de diseño	50
3.1.3	Período de proyección.....	52
3.1.4	Población de proyecto	52
3.1.5	Dotación	52
3.1.6	Coeficientes de variación diaria y horaria	53
3.1.7	Demanda contra incendio.....	53
3.1.8	Medición de gastos en sistemas.....	53
3.1.9	Obras de conducción.....	55
3.1.10	Tipos de tuberías.....	58
3.1.11	Instalación de tubería	58
3.1.12	Cálculo hidráulico	59
3.2	SOFTWARE PARA LA SIMULACIÓN DE REDES DE ABASTECIMIENTO..	59
3.2.1	WATER CAD v8:	60
3.2.2	WaterGEMS	60
3.2.3	PIPE 2000	60
3.2.4	GISRED.....	61
3.2.5	EPANET	61
4	SIMULACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	66
4.1	CATASTRO DE REDES	66

4.1.1	Plano maestro	67
4.1.2	Catastro de Suscriptores.	72
4.2	CREACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO DE LA ZONA CENTRO	73
4.2.1	Curva característica de la bomba.	74
4.2.2	Curva de variación horaria.....	75
4.3	Simulación y Calibración.....	76
4.3.1	Simulación.....	76
4.3.2	Calibración.....	76
5	RESULTADOS Y DISCUSIONES	78
5.1	CATASTRO DE REDES	78
5.1.1	Levantamiento topográfico	86
5.1.2	Plano maestro empleado para la creación del modelo hidráulico.....	90
5.2	Catastro de usuarios.....	92
5.3	MODELO HIDRÁULICO EN EPANET 2.0.....	93
5.4	CURVA DE VARIACIÓN HORARIA.....	95
5.4.1	Patrón de demanda	96
5.4.2	Asignación de demanda a los nodos del modelo hidráulico	97
5.5	SIMULACIÓN Y CALIBRACIÓN	102
5.5.1	Simulación.....	102
5.5.2	Calibración del modelo	104
5.5.3	Optimización del modelo	104
6	Conclusiones	107
7	BIBLIOGRAFÍA.....	108

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Volumen de control para una tubería. Se muestran todas las fuerzas que actúan en un fluido contenido en un volumen de control	20
Figura 2. Esquema del aparato utilizado por O. Reynolds para establecer el régimen de flujos en tuberías. Reynolds varió tanto el diámetro de las tuberías como el líquido que fluía por éstas.....	21
Figura 3. Resultados del primer experimento de Reynolds.....	21
Figura 4. Flujo turbulento en tuberías. a) Vectores de velocidad de varias partículas en un instante dado. b) Trayectoria de una partícula en un intervalo de tiempo	22
Figura 5. Aparato diseñado por Reynolds para estudiar la caída de presión por unidad de longitud a lo largo de una tubería en función del tipo de flujo. La tubería puede ser de cualquier material.....	23
Figura 6. Gráfica logarítmica de los resultados del segundo experimento de Reynolds	24
Figura 7. Dos placas de fluido dentro de un campo de flujo turbulento mostrado en el caudal instantáneo de la placa inferior a la superior.	26
Figura 8. Capa límite. La presencia de pared sólida afecta la distribución de velocidades del flujo. La velocidad es cero en la superficie sólida y crece a medida que el flujo se aleja de ésta	28
Figura 9. Desarrollo de una capa límite turbulenta mostrando la subcapa laminar que se genera cerca a la superficie	28
Figura 10. Flujos hidráulicamente liso e hidráulicamente rugoso. El tipo de flujo depende del tamaño relativo entre el espesor de la subcapa laminar viscosa δ' y del tamaño de la rugosidad media k_s	29
Figura 11. Distribución lineal del esfuerzo cortante en tuberías circulares.....	30
Figura 12. Distribución de velocidades para flujo laminar en una tubería de sección circular.....	32
Figura 13. Distribución de esfuerzos y velocidades para flujo turbulento en una tubería de sección circular (se muestra media tubería).....	32
Figura 14. Efecto de la rugosidad de la pared interna de la tubería en la distribución de velocidades. (a) Flujo turbulento hidráulicamente liso (ecuación 1.24). (b) Flujo turbulento hidráulicamente rugoso comparado con el liso. Nikuradse demostró que el corrimiento hacia la derecha era proporcional al logaritmo natural de $(k_s v_* / \nu)$	34
Figura 15. Perfiles de velocidad. Gráfica de velocidades adimensionales con respecto a la velocidad media. Velocidad media igual para todos los casos	37
Figura 16. Perfiles de velocidad. Transición de flujo laminar a hidráulicamente liso	38
Figura 17. Perfiles de velocidad. Transición de flujo hidráulicamente liso a hidráulicamente rugoso	38

Figura 18. Bomba colocada en un sistema de tubería simple. La bomba añade energía al flujo y, por consiguiente, eleva las líneas de energía total y de gradiente hidráulico.	43
Figura 19. Esquema de las curvas de la bomba y de eficiencia de esta última. Usualmente estas curvas se obtienen en laboratorio.....	44
Figura 20. Representación de un sistema de bombas en paralelo	45
Figura 21. Representación de un sistema de bombas en serie	46
Figura 22. Red abierta. El esquema muestra un sistema de tuberías que une 4 tanques de almacenamiento (A, B, C y D). El sistema está compuesto por 5 tubos madres (A-U1, U1-B, U1-U2, U2-C y U2-D) con dos uniones (U1 y U2). Las uniones pueden tener caudales laterales de extracción (QL1 y QL2). Los caudales demandados son tomados directamente de los tanques de almacenamiento (QDB, QDC y QDD). El tanque A funciona como tanque de almacenamiento principal o de suministro primario.	47
Figura 23. Red de distribución de agua potable de acuerdo con la norma AWWA de Estados Unidos. La disposición de las válvulas permite que se aislen máximo dos tramos de tuberías cerrando máximo cuatro válvulas. Las válvulas se deben localizar en los ramales de importancia en las intersecciones de las mallas principales.....	48
Figura 24. Curva característica de un punto y 3 puntos de bombas hidráulicas.	64
Figura 25. Curva característica multipunto y de velocidad variable.	64
Figura 26. Plano maestro de zona centro enmarcada en el polígono azul, con un área de 4.10 km ²	68
Figura 27. Plano de los tendidos de las tuberías en la zona centro, con diámetros, longitudes y accesorios instalados.....	70
Figura 28. En esta figura se indican la edad y tipo de material de la tubería.	71
Figura 29. Formato empleado para la ejecución de censo de usuarios	73
Figura 30. Curva característica de la bomba del cárcamo de bombeo utilizado en zona centro	74
Figura 31. Tanque de almacenamiento Keki.....	79
Figura 32. a) Equipo de bombeo; b) Tablero eléctrico	80
Figura 33. Curvas de nivel de zona centro obtenidas del levantamiento topográfico realizado en campo.	85
Figura 34. Plano maestro actualizado de zona centro.	91
Figura 35. Modelo hidráulico de la zona centro en el software EPANET 2.0	93
Figura 36. Presiones obtenidas en modelo	94
Figura 37. Evolución de la presión en el nudo n13 del modelo hidráulico.....	103
Figura 38. Evolución de la presión en el nudo n13 del modelo hidráulico.....	103
Figura 39. Comparación de la presión media en los puntos de control.....	104
Figura 40. Modelo optimizado	105
Figura 41. Modelo sin optimizar	106

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de las bombas rotodinámicas	42
Tabla 2. Datos básicos de proyecto para la ciudad de Ensenada.....	50
Tabla 3. Criterios de gastos de diseño para estructuras	51
Tabla 4. Formato para datos de proyecto por zonas de presión establecido por la Norma	51
Tabla 5. Período de proyecto de acuerdo con la población	52
Tabla 6. Velocidades máxima y mínima permisibles en tuberías	55
Tabla 7. Tabla empleada para selección del número de estaciones de toma de presión y caudal.....	77
Tabla 8. Tuberías que pasan por las avenidas y calles de la zona centro, indicando la longitud, diámetro y material de estas.....	80
Tabla 9. Cotas topográficas en los nodos que conforman el modelo de la red.	86
Tabla 10. Valores de consumo de agua de la población durante las 24 horas del día. 95	
Tabla 11. Patrones de demanda utilizados en el modelo hidráulico.	96
Tabla 12. Demanda promedio total por cuadra en la zona centro.....	97

LISTADO DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Número de encuestas realizadas	92
Gráfica 2. Resultados obtenidos en la gráfica 1 pero de forma porcentual.	92
Gráfica 3. Curva de variación horaria de zona centro	96

1 CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas de distribución de agua potable son vitales para el abastecimiento de poblaciones ya que se utilizan para cubrir las necesidades de sus actividades diarias, estos sistemas deben cubrir dichas necesidades de la manera adecuada cumpliendo con los parámetros establecidos, los cuales son: satisfacer la demanda de la población con la presión adecuada, caudal y calidad de agua de acuerdo a la normatividad existente en dicha región.

Sin embargo, el poder cumplir con todas estas necesidades es muy complicado ya que en estos sistemas se pueden presentar problemas tales como la escasez, distribución irregular y el mejoramiento del sistema. Por lo cual, conocer el comportamiento hidráulico de estos sistemas permitirá una mejor toma de decisiones, así como una optimización. Hoy en día gracias al avance de la tecnología y a la creación de modelos matemáticos, que posteriormente se transformaron en software, es posible realizar simulaciones en las redes de distribución, mediante la creación de modelos hidráulicos, con lo que se obtiene el comportamiento hidráulico de las mismas. Las redes de distribución están conformadas por tuberías de diferentes diámetros y materiales, sistemas de bombeo, válvulas, tanques de almacenamiento y accesorios tales como; codos, tees, reducciones y ampliaciones (Elsheikh, Saleh, Rashwan, & El-samadoni, 2013).

Es claro que, sin la estimación apropiada de parámetros, un modelo hidráulico no sería capaz de simular correctamente la realidad. Como resultado, las decisiones de planificación o funcionamiento basados en tales análisis de simulación pueden estar en errores graves. La diferencia entre los comportamientos pronosticados por el modelo y los comportamientos reales de campo suele existir. Una de las principales razones de esta discrepancia entre los resultados predichos y medidos radica en la naturaleza espacial y temporal del uso del agua; por lo tanto, un modelo de red se debe calibrar con éxito antes de que sus resultados pueden ser utilizados de manera fiable para cualquier propósito (Cheng, Yu, & Xu, 2014).

La calibración consiste en la comparación entre los datos simulados contra los datos medidos, y mientras mayor sea su semejanza beneficiará el proceso de calibración. Para calibrar la red es necesario conocer en forma detallada su topología: el material, la

rugosidad, la longitud y el diámetro real de cada tubería, el coeficiente de pérdidas menores de cada accesorio, la topografía de cada uno de los nodos de la red y la conectividad de cada tubo. Adicionalmente hay que conocer las características de los nodos de alimentación de agua a la red, incluyendo su ubicación topográfica y sus restricciones de caudal. Finalmente es necesario conocer los caudales consumidos en cada nodo, como función del tiempo (Saldarriaga & Salas, 2012).

Una vez que se conoce en detalle la topología de la red, se mide la presión en algunos nodos y caudal en algunos tubos, con el fin de tener datos para calibrar la red. El proceso de calibración consiste en variar los parámetros topológicos y de consumo de forma tal que el modelo pueda reproducir en forma fiel los patrones de presión y caudal medidos (Saldarriaga & Salas, 2012).

En el presente trabajo la modelación se llevará a cabo en la zona centro de la Ciudad de Ensenada, Baja California mediante el uso del software EPANET 2.0, el cual realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y la calidad del agua en redes de distribución a presión. EPANET determina el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos (**EPA ,2001**). Una vez obtenida esta información, se obtendrá un mejor análisis del sistema de distribución de agua potable, y a través de sus variables indicará el funcionamiento real de la distribución de abastecimiento. Además de lo anterior, una vez obtenidos los resultados, se podrán desarrollar opciones de optimización del sistema con el fin de mejorar el comportamiento y distribución del agua en la red de abastecimiento.

1.2 ANTECEDENTES.

El aprovechamiento del agua por parte del hombre marcó la diferencia fundamental para cambiar su forma de vida originalmente nómada transformándola en el inicio de las civilizaciones. Sin embargo el permanente desarrollo de la humanidad, tanto en el ámbito urbano como rural, impone cada vez nuevos retos y nuevas restricciones en la implementación de novedosas obras hidráulicas requeridas para la solución de los problemas que se presentan antes y durante la construcción (Castro, Hidalgo, & Poveda, 2003).

Proveer de una cantidad de agua adecuada y suficiente ha sido un asunto que ha inquietado desde los principios de la civilización. Aun en las antiguas ciudades, los abastecimientos locales eran con frecuencia inadecuados y los acueductos eran construidos para transportar agua desde fuentes lejanas, tales sistemas de abastecimiento no distribuirían agua a las residencias individuales sino que la llevaban

hasta pocos lugares centrales desde dónde las viviendas particulares, la podían llevar a sus hogares (McGhee, 1979)

Es por ello que la modelación se ha desarrollado notablemente en el campo de la hidráulica, existen evidencias de estudios de diseños hidráulicos realizados desde tiempos antiguos, mediante pequeñas representaciones de estructuras y máquinas, por los cuales se ha llegado a enunciar los principios fundamentales en la hidráulica.

El uso de modelos matemáticos para el análisis de sistemas de distribución de agua potable fue propuesto por vez primera en 1936. Desde entonces los métodos de solución empleados en los modelos han evolucionado desde el análisis inicial del caudal en redes desarrollado por Hardy Cross, realizado a mano, al desarrollo y extensión de modelos de redes hidráulicos para computadoras en las décadas de los setenta y ochenta, y la aparición de los modelos de calidad del agua en redes de distribución a finales de la década de los ochentas.

En la actualidad existe un buen conocimiento teórico y experimental de los fenómenos hidráulicos más utilizados, así como las modernizaciones de estos como es el caso de las aplicaciones de simulación en una obra. Los modelos de simulación actualmente son sistemas completos de fácil manejo permitiendo a usuarios de diferentes niveles, analizar y mostrar los parámetros hidráulicos y de calidad del agua dentro de un sistema de distribución de agua potable.

La demanda municipal del agua es comúnmente clasificada de acuerdo con la naturaleza del usuario; doméstico, comercial, industrial, uso público y agrícola. Teniendo en cuenta las actividades económicas de la zona de estudio (Ensenada), se encuentra que en ellas se presentan cada una de los usos arriba contemplados, es por ello que el abastecimiento de la región deberá cumplir con la demanda establecida por la norma estatal. Sin embargo, la situación actual de abastecimiento en el municipio es precaria, donde se encuentran problemas de bajas presiones y racionamientos debido a la escasez del recurso y a las pérdidas continuas del líquido. En el área seleccionada (zona centro de la ciudad), la problemática se asocia a presiones inestables, conllevando a que los usuarios se quejen por el suministro y prestación del servicio de agua. También existe una deficiencia en la calidad con la cual el agua suministrada por parte de la empresa encargada de la operación del sistema a los consumidores, sin embargo, este tema no se desarrollará en la presente tesis.

1.3 ESTADO DEL ARTE

El tema de simulación y calibración de modelos hidráulicos para abastecimientos de poblaciones es algo muy nuevo en el ámbito de las redes de distribución de agua potable, y no se le ha dado la importancia suficiente. Ya que un modelo realizado correctamente y calibrado puede lograr ahorros sustanciales debido a la eliminación de las inversiones de capital equivocadas, proporcionando la capacidad de probar diferentes soluciones, así como comparar los efectos de cada uno de ellos. También permite el diseño de soluciones de las reparaciones o hacer nuevas inversiones de capital (Kepa & Stańczyk-Mazanek, 2014).

Claro que el análisis del sistema de distribución de agua no comenzó con el desarrollo de programas informáticos digitales. Los ingenieros estaban diseñando, construyendo y operando sistemas de distribución de agua mucho antes de la llegada de la era de la computadora. Tales análisis fueron llevados desde Arquímedes y los acueductos romanos, a través del desarrollo de principios de flujo de fluidos por Newton, Bernoulli y Euler hasta el desarrollo de las ecuaciones de pérdida de carga por Chezy, Darcy, Weisbach, Hazen, Williams y Moody (Walski, 2006).

Una vez ya establecidos todos estos principios fue posible llevar a cabo los primeros algoritmos relacionados con la simulación de las redes de distribución de agua potable, de los cuales uno de los primeros fue el que llevaron a cabo Boulos y Wood (1991), quienes trabajaron en un algoritmo capaz de calcular directamente las variables operativas del sistema de distribución necesarias para cumplir condiciones de operación. Las variables operativas incluían la velocidad de la bomba, la válvula de control, ajustes de la válvula de regulación de la presión y ajustes para la limitación del flujo. Esto con el objetivo de lograr la regulación de presión requerida consistentemente para proporcionar un funcionamiento satisfactorio. Después de haber desarrollado este algoritmo el siguiente trabajo relacionado con la modelación de redes hidráulicas fue realizado (Paul F Boulos & Altman, 1993), en dicho trabajo desarrollaron un algoritmo explícito basado en una reformulación analítica de las ecuaciones de continuidad y de energía, el cual fue capaz de incorporar directamente el efecto de flujo cero de las tuberías cerradas. El método se comparó favorablemente con otros eliminando la difusión numérica y la inestabilidad computacional o alteraciones de la topología de red repetitivas.

Por otra parte Kritpiphat, Tontiwachwuthikul & Chan (1998), desarrollaron un programa para poder llevar a cabo simulaciones en un periodo de tiempo extendido, con el objetivo de desarrollar un sistema de apoyo en toma de decisiones para el control en las operaciones de la red. El módulo de simulación del programa estaba basado en los métodos de Hardy Cross y Newton Raphson.

Con el pasar de los años conforme la tecnología fue avanzando y se fueron desarrollando software especializados en la simulación de redes de distribución de agua potable (WATER CAD v8, WaterGEMS V8 XM, PIPE 2000, EPANET, GISRED), se lograron llevar simulaciones mucho más confiables, dentro de las cuales se puede encontrar la que realizaron Burrows, Crowder y Zhang (2000); donde presentaron una aproximación a la gestión operativa de la distribución de agua referente a las redes de distribución de agua potable en el Reino Unido. Aquí se prestó especial atención en áreas en las cuales se presentan problemas en la presión y en fugas, estas constituían de 1000 a 5000 residencias. La simulación fue llevada a cabo en el software EPANET el cual se combinó con sistemas de información geográfica para poder monitorear continuamente los parámetros referentes a presiones y pérdidas ocasionadas en dicho sistema. Otro trabajo similar llevado en Reino Unido fue realizado por (Machell, Mounce, & Boxall (2010), el cual consistió en la colocación de sensores en la red de distribución de agua potable con el propósito de recolectar toda la información; rugosidad de tuberías, presión y caudales para transferirla automáticamente a una base de datos en línea durante las 24 horas del día, esto significó que los ingenieros potencialmente tenían acceso a un flujo constante de datos actuales de la red, los cuales podían ser utilizados para evaluar continuamente el funcionamiento de esta misma y detectar si había algún problema en ella, para así solucionarlo inmediatamente y no perjudicar el servicio prestado a sus clientes. Estas simulaciones se realizaron con el supuesto de que el suministro de agua es llevado a cabo durante las 24 horas de forma continua, en caso de no ser así el siguiente trabajo realizado por (Ordás, 2002), mostró una aproximación a como se podría solucionar esto. Se propuso un modelo de simulación cuando no se brinda un servicio de abastecimiento de agua durante las 24 horas del día, sino solo durante periodos que van de 4 a 12 horas, a los cuales se les suministra el agua en base a depósitos, los cuales una vez llenos distribuyen el agua. La solución propuesta consistía en sustituir el nudo de entrega por un conjunto de un depósito y un nudo de consumo en serie. Sin embargo, cabe de destacar que esta solución solo funciona para casos de red de distribución de agua que presenten las mismas condiciones de suministro a depósitos o por horarios. Aunque con esta solución se logró una mejor aproximación al problema, habrá que comprobar que con dicha propuesta se logra simular correctamente la intermitencia (García & Álvarez, 2007).

En el año 2010 fue realizada una investigación por Franchini y Alvisi (2010), en la cual demostraron cómo el método de gradiente global formulado por Todini y Pilati (1988) puede modificarse para representar la demanda de agua de los usuarios uniformemente distribuida en las tuberías. También se demostró cómo EPANET asume esta exigencia en los nodos y puede ser utilizado para representar este tipo de demanda distribuida. El procedimiento propuesto se basó en un método matemático original formulado por Messina, en cual se presentaron dos ejemplos de redes con diferente complejidad

topológica. De las cuales se destaca que las dos formas diferentes de modelar la demanda conducen a diferentes valores de cabezas nodales que generalmente son menores cuando la demanda está distribuida uniformemente a lo largo de los tubos. Sin embargo, las diferencias disminuyen cuando la superficie piezométrica es bastante plana sobre la red (es decir, bajas velocidades del agua en la tubería). Con base a los resultados obtenidos sugirieron que la demanda debe ser representada como distribuida equitativamente en lugar de asignarla a los nodos cuando los retiros reales de agua a lo largo de las tuberías se colocan uno detrás del otro y las pérdidas de carga en el sistema son significativas.

En el año 2012 se presentó una extensión para EPANET llamada Water Net Gen con el objetivo de proporcionar un procedimiento automático para construir modelos sintéticos de manera que, con una pequeña cantidad de datos de entrada y unos pocos clics, el usuario pueda construir una topología de red y asignar diámetros de tubería adecuados (Muranho, Ferreira, Sousa, Gomes, & Marques, 2012). Así mismo en este año se desarrolló un método de modelado computacionalmente eficiente para análisis de grandes redes de agua, en el cual se presentó un método de transformación de la matriz para convertir el algoritmo de gradiente global clásico (GGA), que se implementa dentro del ampliamente utilizado software de uso libre EPANET 2, en un algoritmo de gradiente global mejorado computacionalmente eficiente (EGGA); lo anterior con el objetivo de reducir el tamaño del problema matemático a través de la transformación de la representación topológica original del modelo (Giustolisi, Laucelli, Berardi, & Savió, 2012).

En el año 2013 se propuso una metodología iterativa de la demanda dependiente de la presión, basado en EPANET con la finalidad de realizar análisis de distribución de agua con presión deficiente (Liu & Yu, 2013). Debido a que las simulaciones tradicionales de distribución de agua, se analizan normalmente bajo el supuesto de que las demandas nodales son conocidas y satisfechas. Sin embargo, la mayoría de estos softwares analizan el comportamiento de las redes de distribución al asignarles un valor de demanda en los nodos. Según Farina, Creaco y Franchini (2013), las demandas de agua son en realidad distribuidas irregularmente sobre las diferentes tuberías de red y por lo tanto su asignación a nodos de cálculo representa una aproximación que a veces puede ser inaceptable, es por ello que demuestran un nuevo enfoque en el cual toman en cuenta la distribución real de las demandas a lo largo de las tuberías de la red, se propone un procedimiento que implica hacer una simulación de forma iterativa en la cual van cambiando el valor de la rugosidad de la tubería para calcular pérdidas de carga en las tuberías.

No obstante Elsheikh *et al.* (2013), llevaron a cabo una simulación de la red de distribución, en la cual su objetivo principal fue la optimización de su diseño teniendo en cuenta el envejecimiento de las tuberías y en caso de presentarse una futura configuración, así como la calidad del agua. Dicha simulación se llevó a cabo en el programa llamado Water Cad Haestad. Los resultados obtenidos mostraron que la calidad del agua no era buena debido a altas concentraciones de hierro y manganeso en zonas cercanas al pozo y a la decadencia alta de cloro en las redes. Mientras que en la ciudad de Al Khobar (Al-Zahrani, 2013), localizada en la costa oriental de Arabia Saudita, se realizó una simulación para observar el comportamiento de la red de distribución de agua potable. Los resultados obtenidos demostraron que no había la necesidad de almacenar el agua proveniente de la desalinizadora, que todas las partes de la red Al Khobar se pueden conectar y funcionar juntas como un solo sistema, que se puede operar eficientemente. Así mismo Sandoval, Zurvia-Flores y Bruno (2013), realizaron un proyecto para la administración de la información espacial y no espacial, relacionada con la operación de una red de distribución de agua potable, la cual permitirá gestionar, evaluar y distribuir agua de buena calidad, además de automatizar el sistema para poder implementar y desarrollar en un futuro mecanismos que permitan tenerlo a la vanguardia tecnológica. Este SIG fue aplicado a dos unidades habitacionales de Tehuacán, Puebla, México, en el cual por medio de herramientas computacionales se permite al usuario visualizar y efectuar operaciones con la información de la base de datos generada del SIG. La simulación de dichos modelos para verificar si los cambios e información recabada por medio del SIG eran confiables fueron realizados por medio del software Epanet, obteniéndose resultados confiables y un buen diseño del sistema.

En algunas ocasiones en las tuberías se presentan demandas nodales excesivas debidas a condiciones atípicas como un incendio o rotura de tubería, el sistema distribución de agua puede quedar temporalmente fuera de servicio o con deficiencias en el suministro en las demandas nodales. Teniendo en cuenta lo anterior se propuso un método con el fin de analizar la condición hidráulica de la red cuando se presenten estas condiciones poco frecuentes (Soltanjalili, Bozorg Haddad, Seifollahi Aghmiuni, & Mariño, 2013). El método se llamó análisis de flujo de nodo (NFA por sus siglas en inglés), y se basó en la cantidad de suministro en cada nodo de consumo, sin embargo, presentaba limitaciones en la determinación de soluciones óptimas debido a la inflexibilidad del enfoque hacia problemas complicados y el tiempo de ejecución de los procesos. Teniendo en cuenta las restricciones del modelo, plantearon un algoritmo de optimización basado en el apareamiento de las abejas (HBMO por sus siglas en inglés), el cual maximiza la oferta total de agua de las redes de distribución y dentro de sus ventajas se tiene que el proceso es más rápido y sencillo que el método de NFA.

Sayyed, Gupta y Tanyimboh (2014), propusieron una forma de llevar a cabo la modelación de una red de distribución de agua cuando se presentan presiones deficientes, la cual se enfoca en modelos realizados utilizando el programa EPANET. De igual forma Al-Zahrani (2013), realizó el modelo de la red de distribución del Valle de las Vegas (Las Vegas, Nevada), el cual era monitoreado en tiempo real, con el objetivo de poder planificar y optimizar operaciones referentes a la calidad del agua, energía, planes operativos diarios (interrupciones planificadas y de emergencia). En dicha investigación se logró concluir que para lograr tener un modelo en tiempo real se debe realizar una gran inversión en las empresas encargadas de suministrar el agua, pero en contraprestación se obtendrían beneficios que permitirían amortizar la inversión inicial.

De igual manera Alves, Muranho, Albuquerque y Ferreira (2014), realizaron una simulación enfocada en modelar y calibrar un sistema de red de abastecimiento de agua el cual contaba con planos deficientes y con problemas de presiones. La modelación fue realizada para poder actualizar los planos existentes y optimizar su funcionamiento. Dicha modelación fue llevada a cabo en EPANET demostrando así que, aunque no se cuente con los planos de las redes completos es posible lograr una modelación y calibración confiable, claro está que esto lleva mayor tiempo de lograr. Así mismo Zhang (2014), construyó un sistema de simulación en tiempo real de una red de distribución urbana que utiliza la comunicación OPC (enlace de objetos e incorporación para control de procesos), con el fin de hacer la simulación en tiempo real, los datos se recolectaron cada 15 minutos, fueron recibidos y enviados a la red de distribución de agua del modelo de simulación por OPC comunicación del sistema EPANET. Los datos en tiempo real incluyeron la altura total del reservorio, el caudal, la presión, la información de la operación de la bomba. El sistema de simulación en tiempo real puede dar aviso oportuno de los cambios para el funcionamiento normal de la red, proporcionando capacidad para minimizar el impacto del cliente y comparando los resultados de la simulación con los datos en tiempo real recopilados. El sistema de simulación en tiempo real resolvió el problema de la entrada de datos y la interacción del usuario y ofreciendo una posibilidad para el desarrollo de redes de agua inteligentes.

Los pequeños sistemas hidroeléctricos (SHPS por sus siglas en inglés) se instalan cada vez más en los sistemas de distribución de agua (WDS por sus siglas en inglés). Con sólo pequeñas adaptaciones en el sistema existente, se puede utilizar un exceso de presión. Pero a menudo en tales sistemas también hay un excedente de agua disponible. Es por ello que Sitzenfrei, Von Leon y Rauch (2014), realizaron una simulación en la cual aprovecharon este excedente de agua con turbinas Pelton, en el cual utilizaron como dato de consumo de agua medido por hora de una década aquí la demanda utilizada es altamente variable por lo cual desarrollaron un mecanismo de control, los estudios

previos utilizaron un control de dispositivo simple en el que, dependiendo del nivel de agua en el tanque, se controla el área de la boquilla en la turbina.

Otro enfoque que se le puede dar a la simulación de las redes de distribución de agua es referente a la calidad de esta, es por ello que Monteiro *et al.* (2014), evaluaron el rendimiento del modelo 2R así como de la cinética de decaimiento de primer y enésimo orden para el modelado a escala real del cloro en un sistema de transmisión. Los resultados demostraron que se puede lograr un nivel similar de precisión con los tres modelos cinéticos probados, siempre que se lleve a cabo una buena calibración del coeficiente de decaimiento de la pared. Aunque con capacidades de modelado mejoradas, el uso de EPANET MSX era menos fácil de usar que la aplicación EPANET normal por la falta de una interfaz gráfica que permitía la visualización de perfiles de concentración de cloro a lo largo del sistema. El uso de la aplicación web Epanet Java habilitada para 3D tales limitaciones. Esta herramienta junto con una mejor caracterización y estimación de los componentes de decaimiento de la masa y de la pared permiten un modelado más práctico y preciso del cloro en los sistemas de suministro de agua, aprovechando al mismo tiempo las capacidades mejoradas de EPANET MSX.

Así mismo Skulovich, Perelman y Ostfeld (2014), llevaron a cabo una simulación en la que se enfocaron en el transitorio hidráulico el cual se define como: medio por el cual se absorbe un cambio rápido en el flujo en estado estacionario. En este estudio usaron métodos clásicos (un algoritmo Quasi-Newton) y heurísticos (un algoritmo genético) para minimizar el transitorio resultante del cierre de válvulas en redes de distribución de agua simples. Los resultados mostraron que incluso para los transitorios más pequeños, la utilización de la optimización puede reducir sustancialmente los efectos negativos de los transitorios.

Entre otros trabajos tenemos el llevado a cabo por Perju *et al.* (2014), en el que desarrollaron una simulación enfocada en las zonas que se tenía alta presión. Estas redes son abastecidas por dos estaciones de bombeo, en las que los caudales de agua se reducen drásticamente debido a la situación actual, esto con el objetivo de optimizar su funcionamiento.

Por otro lado Koor, Puust y Vassiljev (2014), tomaron como objetivo mejorar los procedimientos previos de creación de modelos hidráulicos que pueden actualizarse a través del sistema de información geográfica disponible (SIG). Gheisi y Naser (2014), realizaron una simulación en la cual consideraron que es lo que pasa cuando varias tuberías en el sistema fallan simultáneamente. El fracaso simultáneo es más probable que ocurra en las redes más viejas o sistemas situados en condiciones climáticas

adversas. Los estudios anteriores fueron centrados en la fiabilidad WDS cuando las tuberías fallan individualmente. La investigación propuso una técnica para determinar la fiabilidad de un WDS experimentando diferentes grados de falla de tubería simultánea y para evaluar errores de fiabilidad que se producen cuando un nivel inadecuado se asume el fallo simultáneo. El modelo se aplicó a dos casos estudios que incluyen un pequeño sistema hipotético y un WDS real.

Cheng *et al* (2014), presentaron un modelo hidráulico WDS en tiempo real combinado con mediciones de campo proporcionadas por sistemas de control de supervisión y adquisición de datos (SCADA). Para la estimación de la demanda en tiempo real, un estimador de estado recursivo basado en un esquema de mínimos cuadrados ponderado y un algoritmo lineal local se aplican algoritmos de transformación de matrices. El sistema modelo WDS se aplica en la ciudad de Guangzhou, que es una de las ciudades más grandes de China, y demostraron que los algoritmos de corrección nodal de demanda son eficaces para el modelo WDS en tiempo real.

Otro trabajo relacionado con la simulación en tiempo real fue el realizado por Sunela y Puust (2015), en él presentaron una simulación del sistema de suministro de agua e incluyeron la modelación de la calidad de agua. Los parámetros de calidad que fueron simulados incluyen edad, fuente de agua trazada, temperatura, pH, dureza y cloro libre. El modelo que presentaron actualizaba cada hora el estado hidráulico del sistema y su calidad de agua, esto fue posible al sistema de control de supervisión y adquisición de datos (SCADA) una vez actualizada esta información se procedía a realizar la simulación del sistema para ver su comportamiento. Los resultados obtenidos se almacenaron en formato Geo JSON para SIG, y así tener una base de datos relacional para su uso posterior, algunos resultados se presentan al público en general en una forma agregada geográficamente a través de una interfaz de usuario web y como datos abiertos utilizando la interfaz de servicio web de Representational State Transfer (REST).

Paluszczyszyn, Skworcow y Ulanicki (2015), describieron un estudio de sistemas estatales cuantificados con el fin de formular un nuevo marco dentro del cual los sistemas de distribución de agua pueden ser modelados y simulados. En contraste con los clásicos simuladores de corte de tiempo, dependiendo de los algoritmos de integración, la cuantificación de los estados del sistema permitiría dar cuenta de las discontinuidades exhibidas por los elementos de control de una manera más eficiente, y por lo tanto, ofrecer un aumento significativo en la velocidad de la simulación de modelos de red de agua. El enfoque propuesto fue evaluado en un caso de estudio y comparado con los resultados obtenidos del simulador Epanet2 y Open Modelica.

Zhu y Yuan (2015), presentaron un enfoque para modelar la transferencia de presión de agua entre nodos en una red urbana, con el propósito de controlar la presión esto sin usar un modelo hidráulico. La red fue dividida en diferentes sub-redes basadas en el análisis de correlación de Pearson de las mediciones de presión nodal.

El análisis de correlación de Pearson se realizó para averiguar el conjunto de nodos, cuyas presiones de agua están altamente correlacionadas, y por lo tanto se formula una sub-red correspondiente.

Boano, Scibetta, Ridolfi y Giustolisi (2015), presentaron una simulación de un sistema de distribución de agua compuesto por aproximadamente 3000 tubos y 3000 nodos de demanda (correspondientes a 50 000 usuarios) el cual se extendía por una zona montañosa sobre un gradiente de elevación de 200 m. Con el objetivo de optimizar el funcionamiento de las bombas, el modelo también utilizó un solucionador de algoritmos genéticos multiobjetivo para identificar escenarios que condujeran a una reducción en el consumo de energía y fugas de agua.

Uno de los procesos más importantes en la simulación de redes agua potable es la calibración ya que sin ella no se puede validar el comportamiento real que presenta el modelo. Según Walski (1983), al calibrar un modelo de un sistema de distribución de agua, por lo general se ajusta el coeficiente de rugosidad de la tubería y el uso del agua de manera que las presiones y flujos predichos por la simulación sean similares con los valores observados en campo. Es por ello que realizo un trabajo en el cual presento fórmulas para ayudar a los usuarios que realicen una simulación, cuál de estos parámetros ajustar. Ormsbee y Wood (1986), propusieron un algoritmo de calibración explícito, esto con la finalidad de mejorar la fiabilidad de los modelos de las redes hidráulicas así también para eliminar la necesidad de los métodos de ensayo y error. Dos años después Bhave (1988), desarrolló un procedimiento para llevar el proceso de calibración de manera iterativa sistemáticamente, el cual decidía cuales serían los ajustes necesarios en las demandas nodales y en los coeficientes de rugosidad de las tuberías. Por otro lado Lindel (1989), desarrolló un modelo matemático implícito para lograr la calibración, el cual utilizaba un algoritmo de optimización no lineal junto con un solucionador de red general para ajustar los parámetros seleccionados (rugosidad de la tubería, grados de la fuente y demandas nodales) esto para modelos en condiciones de estado dinámico o en estado estacionario. Lansey, Member y Basnet (1991), desarrollaron un algoritmo no lineal, que incorporaba un modelo de simulación de red, el cual era capaz de analizar uno o más patrones de demanda independientes así como simulaciones en periodo extendido esto con el objetivo de lograr un calibración de manera más rápida y efectiva. Sin embargo, los parámetros estimados (coeficientes de rugosidad de la tubería, ajustes de válvulas y demandas nodales) no siempre son los

valores verdaderos, lo que indica la necesidad de recoger cantidades suficientes de datos de alta calidad.

Sridharan (1995), propusieron el método de mínimos cuadrados ponderados utilizando la técnica de análisis de sensibilidad para poder estimar los coeficientes de rugosidad de las tuberías del sistema de agua potable, en un sistema urbano metropolitano en la india. Así mismo, Liggett y Li-Chung (1995) utilizaron dispositivos de monitoreo para extraer una enorme cantidad de datos de los sistemas de distribución de agua a través de mediciones de presión, los cuales se utilizaron en algoritmos para el análisis transitorio, cálculos con retardo temporal, cálculos inversos. Lo anterior para determinar continuamente la calibración y el estado general en el que se encuentra la red de abastecimiento de agua. Reddy, Sridharan y Rao (1996), propusieron el método de mínimos cuadrados ponderados basado en la técnica de minimización de Gauss-Newton para estimar los parámetros de calibración en redes de distribución de agua. Los parámetros considerados son: resistencias de los elementos (resistencias individuales y/o de grupo, coeficientes de Hazen-Williams, especificaciones de la bomba) y consumos (para condiciones de carga única o múltiple).

Greco y Giudice (1999), proponen un nuevo enfoque para la calibración de modelos de redes de distribución de agua, el cual es un procedimiento que utilizó un algoritmo de optimización no lineal junto con un solucionador de red estándar. La rugosidad de la tubería se ajusta hasta que los resultados de la simulación coincidan con los valores observados en el campo. Para conseguir valores de rugosidad calibrados realistas, el objetivo es minimizar la suma de los cuadrados de las diferencias entre las estimaciones de rugosidad calibradas e iniciales, bajo un conjunto de restricciones determinadas a partir de una matriz de sensibilidad. Vítkovsky, Simpson y Lambert (2000), utilizaron la técnica del algoritmo genético (GA) junto con el método de transitorios inversos para detectar fugas y factores de fricción en sistemas de distribución de agua. En su trabajo desarrollaron una representación variable continua para el esquema de codificación GA. Así mismo introdujeron dos nuevos operadores de GA para crossover y mutación, ellos decidieron utilizar esta técnica debido a que el método de transitorio inverso que utiliza la técnica GA es eficaz para encontrar ubicaciones y magnitudes de fuga, al mismo tiempo que se encuentran los factores de fricción para diferentes longitudes de registros de datos transitorios.

Lansey, El-Shorbagy, Ahmed, Araujo y Haan (2001), desarrollaron un procedimiento de calibración el cual dividieron en 3 etapas las cuales consideraban las incertidumbres en la medición, estimación y proporcionaban una medida de la calidad de la calibración. También se podía utilizar para identificar las condiciones preferibles para la recopilación de datos. La estimación de parámetros consideraba la incertidumbre de entrada y la

incertidumbre resultante en los parámetros del modelo. La evaluación de calibración analizaba la propagación de los errores de parámetro en las predicciones del modelo. La huella de la matriz de covarianza de los cabezales predictivos se utiliza para medir la incertidumbre del modelo. Basándose en esta incertidumbre y utilizando un análisis heurístico basado en la sensibilidad, se pueden diseñar experimentos de recopilación de datos para ensayos a nivel de sistema y tuberías críticas para pruebas de tubería individuales.

Atiquzzaman & Liong (2004), aplicaron un algoritmo evolutivo metaheurístico basado en la población, Shuffled Complex Evolution (SCE), para determinar los parámetros de la red. Se analizaron dos ejemplos de problemas para demostrar la robustez del modelo. Los resultados del modelo muestran que SCE es capaz de alcanzar la solución óptima de una manera efectiva. Taylor (2007), desarrolló una metodología semianalítica para ser usada en el proceso de calibración de modelos de redes de distribución de agua, en condiciones de demanda múltiple. El algoritmo resultante fue capaz de correlacionar las presiones observadas y predichas a través del uso de factores de ajuste global de la pérdida de carga. Se demostró que el algoritmo propuesto fue eficiente desde el punto de vista computacional y garantizaba una solución convergente de manera expedita. En este mismo año Kapelan, Savic y Walters (2007), utilizaron el algoritmo de optimización global de la complejidad compleja (SCEM-UA) el cual se vincula al modelo hidráulico Epanet 2 y se utilizó para resolver el problema de calibración de mínimos cuadrados. La principal ventaja del algoritmo SCEM-UA sobre los enfoques existentes es que tanto los valores de los parámetros de calibración como las incertidumbres asociadas se pueden determinar en un solo modelo de optimización. Además, no se deben hacer hipótesis de linealidad de modelo o de normalidad de parámetros, ni se calcula ninguna derivada. El principal inconveniente de la metodología SCEM-UA es que podría ser, potencialmente, exigente desde el punto de vista computacional, aunque esto no se considera un problema importante con los ordenadores actuales

La calibración no solo es para la simulación del comportamiento hidráulico del agua, de la misma manera se puede utilizar para su calidad es por ello que Jonkergouw, Khu, Kapelan y Savi (2008), realizaron un estudio en el cual examinaron el uso de datos desinfectantes residuales para calibrar un WQM bajo demandas desconocidas o inciertas mediante la calibración de un patrón de multiplicador de demanda residencial DMP en tándem con los parámetros WQM. Para ello se investigaron dos escenarios artificiales y un estudio para un caso real. En los escenarios artificiales se utilizaron para verificar la metodología propuesta en condiciones ideales y validar la metodología propuesta cuando el modelo hidráulico y los datos de calibración contienen errores realistas. El estudio para el caso real utilizó datos de cloro residual y un modelo WDS para el cual se había realizado anteriormente una calibración hidráulica y WQM. Las demandas

estimadas del estudio de caso real se validan usando datos de prueba de trazador. Koppel & Vassiljev (2009), realizaron un trabajo para demostrar que el algoritmo de Levenberg-Marquardt puede dar resultados exitosos cuando los sistemas operativos de distribución de agua se calibran con la selección apropiada del incremento de parámetros para el cálculo de las derivadas parciales. La dependencia funcional de la rugosidad de la tubería sobre la edad, que describe las dependencias lineales y no lineales, se propone para la calibración de un modelo de un sistema de distribución de agua que contiene tuberías de diferentes edades. También se muestra que la visualización de la superficie de respuesta en una cuadrícula gruesa es muy útil para el análisis de los resultados.

Cheng y He (2011), presentaron una metodología de optimización para calibrar la demanda nodal en un sistema de distribución de agua el cual convirtieron en un algoritmo. Hicieron un análisis matricial para obtener la matriz de coeficientes sensibles para el modelo. Los resultados que obtuvieron demostraron que el algoritmo propuesto es fiable y eficaz en sistemas de tiempo real. Wu y Walski (2012), presentaron un enfoque efectivo para calibrar un modelo de simulación de período extendido (EPS) de un sistema de distribución de agua. Utilizando el problema de calibración del modelo de referencia, establecido para Battle of Water Calibration Networks (BWCN), la calibración del modelo EPS se resuelve de manera progresiva, optimizando los parámetros del modelo más los juicios del ingeniero.

Nasirian, Maghrebi y Yazdani (2013), consideraron la detección de fugas basada en la calibración en dos redes hipotéticas y unas de laboratorio. Adicionalmente, se introduce un nuevo método de optimización llamado método de eliminación paso a paso (SSEM) que se combina con un algoritmo genético (GA) para la calibración y la detección de fugas en redes. Este método, paso a paso, detecta y elimina los nodos que no contribuyen a la fuga entre parámetros inciertos de calibración de una red. El método propuesto se inicia con una calibración ordinaria para una red estudiada, luego se elimina los nodos sospechosos entre los parámetros ajustados y luego se recalibra la red. Finalmente, el proceso se repite hasta que los números de demandas no conocidas son iguales a los números deseados o se determinan los lugares y valores de fuga exactos. Así mismo Fiorini Morosini, Costanzo, Veltri y Savic (2014), desarrollaron un nuevo modelo capaz de proporcionar orientación sobre la elección de los puntos de medición para obtener los datos del sitio. Todos los análisis se llevan a cabo primero en redes de literatura y luego en una red real usando un nuevo enfoque basado en matrices de sensibilidad.

Annus y Vassiljev (2015), compararon diferentes enfoques de calibración. Se analizaron cinco diferentes métodos de calibración, cambiando la rugosidad del tubo, el diámetro o ambos. Se han realizado cálculos para un WDS operativo. Las mediciones en el WDS

indicaron que hay grandes diferencias en la dinámica de las demandas (incluso para las mismas categorías de clientes) en diferentes zonas del sistema. Se demuestra que esto tiene una fuerte influencia en los resultados de la calibración. Así mismo Berardi, Laucelli, Ugarelli y Giustolisi (2015), hicieron un procedimiento para la calibración del modelo de fugas de fondo y su aplicación a Oppegard WDN. La posibilidad de combinar el conocimiento técnico previo con las observaciones de campo permite calibrar un modelo fenomenológico que sea eficaz para apoyar las decisiones técnicas, además de limitar la información disponible. Sanz y Pérez (2015), describieron una metodología para lograr la calibración con ayuda de la colocación de sensores que analizaban la presión y la sensibilidad al flujo del agua utilizando la descomposición de valor singular. En dicho trabajo consideraron tres conjuntos de sensores: sensores de presión, sensores de flujo y una combinación de ambos.

1.4 JUSTIFICACIÓN.

La relevancia de la presente investigación se acentúa en la necesidad que existe en la zona centro de la ciudad de Ensenada, de mejorar el funcionamiento hidráulico y operacional de la red de abastecimiento de agua potable. Actualmente, dicho sistema carece de un buen control y de un registro real de los parámetros hidráulicos, geométricos y topográficos, complicando mantener una buena administración y gestión del recurso hídrico, lo cual es vital para el desarrollo social y económico de la zona.

La presente investigación pretende cubrir la necesidad en mención, utilizando las herramientas tecnológicas y el recurso humano pertinente para obtener la información técnica del sistema, los caudales de abastecimiento y de consumo en la zona, así como un registro del comportamiento de las presiones en puntos estratégicos del sistema; utilizando dicha información se generará un modelo computacional calibrado que permitirá evaluar el comportamiento hidráulico del sistema bajo cualquier escenario, para proponer alternativas de optimización su funcionamiento y garantizar el abastecimiento del recurso hídrico.

1.5 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El abastecimiento de agua potable por medio de las redes de distribución es de vital importancia, ya que deben satisfacer las necesidades básicas de una población de manera continua durante las 24 horas del día, cumpliendo con el caudal, presión y calidad del agua establecida por la normatividad del estado. Sin embargo, es muy común que dichas condiciones no se cumplan, debido a que los prestadores del servicio no

mantienen un registro actualizado de los parámetros hidráulicos, geométricos y topográficos reales del sistema, lo cual dificulta producir un modelo calibrado para evaluar la respuesta del sistema bajo cualquier escenario, permitiendo plantear alternativas de solución ante cualquier problemática.

La Ciudad de Ensenada es un ejemplo claro de esta problemática, la cual se sitúa en una zona semiárida con precipitación promedio anual de tan solo 256.6 mm (Ruíz C., Díaz P., Guzmán R., Medina G., & Silva S., 2006). Las aguas subterráneas (acuíferos) que son las principales fuentes de abastecimiento se encuentran sobreexplotadas, ocasionando escasez y limitaciones de abasto del recurso en la zona, aunado a que sus redes de distribución no se encuentran en condiciones óptimas de operación, originando en un mal funcionamiento hidráulico. De igual manera, al no tener un registro del volumen de agua que se pierde por los factores mencionados anteriormente, así como un registro del agua que se consume de manera horaria, se hace imposible realizar un balance hidráulico, lo cual es necesario para determinar la demanda real requerida por la población a abastecer.

Mediante esta investigación se pretende obtener el modelo hidráulico y demanda real de la red de abastecimiento de la Ciudad de Ensenada, delimitándonos solo a la zona centro. Así mismo se realizará la simulación y calibración de dicho modelo en el software EPANET 2.0, con el propósito de simular el comportamiento hidráulico de esta zona de abastecimiento de agua potable, para optimizar su funcionamiento y dar solución a la problemática descrita anteriormente.

1.6 HIPÓTESIS

Basándose en que se cuenta con las herramientas tecnológicas y el recurso humano para obtener la información técnica, la curva de variación horaria del consumo y el comportamiento de las presiones de la red de abastecimiento en zona centro de Ensenada, se podría simular el comportamiento hidráulico y producir un modelo computacional calibrado que represente fielmente su funcionamiento real. Mediante dicho modelo se estudiarían distintos escenarios para plantear alternativas que permitan optimizar el funcionamiento hidráulico de la red de abastecimiento.

1.7 OBJETIVOS.

1.7.1 Objetivo general

Simular y calibrar el comportamiento hidráulico de una red de abastecimiento de agua potable para obtener un modelo computacional que permita optimizar el funcionamiento del sistema bajo cualquier escenario

1.7.2 Objetivos específicos

- Realizar un catastro de la red de abastecimiento de agua potable de la zona centro de Ensenada, para obtener un registro de la información técnica de dicho sistema
- Elaborar un modelo hidráulico en EPANET 2.0 utilizando la información técnica del catastro de redes que permita simular el comportamiento de la red de abastecimiento
- Obtener los caudales de abastecimiento y demanda de la zona en estudio para construir la curva de variación horaria del consumo en dicha zona
- Tomar lecturas de presión en diferentes estaciones del sistema para obtener un registro de su comportamiento durante el día
- Simular y calibrar el comportamiento hidráulico de la red de abastecimiento, utilizando la curva de variación horaria del consumo y el registro de presiones para obtener un modelo computacional que represente fielmente su comportamiento real.
- Evaluar distintos escenarios mediante el modelo calibrado para plantear alternativas que permitan optimizar el funcionamiento hidráulico de la red de abastecimiento.

2 HIDRÁULICA DE FLUJO EN TUBERÍAS

2.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presentan las teorías y ecuaciones necesarias para calcular el flujo de fluidos en sistemas de tuberías. Para lograr esto se hace uso de las ecuaciones establecidas por la física clásica. En particular se utilizan las ecuaciones de conservación de la masa o ecuación de continuidad, de conservación de la energía y de conservación del momentum lineal.

En la ecuación de la conservación de la energía se debe hacer uso de un término que describa las pérdidas de energía ocasionadas por la fricción entre el fluido en movimiento y la pared interna de la tubería. Este término se describe matemáticamente por medio de las ecuaciones que se conocen con el nombre de ecuaciones de fricción o de resistencia fluida, que por lo general relacionan la energía que se pierde con el flujo en sí, representado por la velocidad media del fluido o el caudal que pasa a través de la tubería. Estas ecuaciones se basan en un equilibrio muy sencillo, que conforma la segunda ley de Newton. La diferencia que existe entre estas ecuaciones es debido a los procesos empíricos que se utilizan en su deducción.

2.2 DEFINICIÓN DE FLUJO

Desde el punto de vista de su comportamiento mecánico, un fluido es una sustancia que no puede resistir esfuerzo cortante, en caso de que éste último se presente, el fluido se deforma y continúa deformándose hasta que el esfuerzo deje de influir en el fluido. En este proceso de deformación continua, las diferentes partes del fluido cambian de posición relativa permanentemente, este movimiento relativo se conoce como flujo.

El flujo es el movimiento de un fluido con respecto a un sistema inercial de coordenadas, generalmente ubicado en un contorno sólido. Ejemplos de flujo son el movimiento supuesto, el movimiento de fluidos en el interior de tuberías.

2.2.1 Tipos de flujos

Los tipos de flujos respecto al espacio se clasifican en uniforme y no uniforme. Con respecto al tiempo se clasifican en permanentes o estacionarios y no permanentes. De acuerdo a Saldarriaga (2007), estos cuatro tipos de flujos se combinan, así:

Flujo uniforme permanente: ninguna de las características del flujo (presión y velocidad) varían en el espacio y/o tiempo.

Flujo uniforme no permanente: las características no varían con el espacio pero si con el tiempo. Es muy difícil encontrar este tipo de flujo en la naturaleza, debido a que los cambios tendrían que ocurrir en forma simultánea a todo lo largo de la tubería (la velocidad de la señal de cambio tendría que ser infinita).

Flujo variado permanente: las características del flujo varían con el espacio pero no con el tiempo. Existen 2 subtipos de flujo:

Gradualmente variado: los cambios en las características del flujo (presión y velocidad) son graduales a lo largo de la dirección principal de este. Las contracciones y expansiones suaves en tuberías, el flujo a través de tubos de Venturi, son ejemplos de flujos gradualmente variados.

Rápidamente variado: los cambios en las características del flujo son abruptos a lo largo de la dirección principal de este. Por ejemplo, las contracciones abruptas en las tuberías, el flujo a través de válvulas y los rotores de bombas se caracterizan por ser flujos rápidamente variados.

Flujo variado no permanente: las características del flujo varían con el espacio y el tiempo. Debido a que el flujo uniforme no permanente no existe. En el caso de las tuberías, el flujo no permanente se denomina golpe de ariete.

2.3 FLUJO UNIFORME EN TUBERÍAS

En el flujo uniforme las características del flujo (presión y velocidad en la tubería) permanecen constantes en el espacio y en el tiempo. Por consiguiente, es el flujo más fácil de analizar y sus ecuaciones se utilizan para el diseño de sistemas de tuberías.

En el caso del flujo en tuberías actúan tres fuerzas: de presión, gravitacionales y de fricción, las primeras siempre tratan de acelerar el flujo. Las fuerzas gravitacionales (o de peso) tratan de acelerar el flujo si este se mueve desde una cota alta a una cota baja

o tratan de frenarlo si el movimiento es en sentido contrario. Las fuerzas de fricción siempre tratan de frenarlo.

El equilibrio dinámico que alcanza una tubería cuando se encuentra en estado de flujo uniforme se representa en la Figura 1, en la cual se detallan las fuerzas anteriormente descritas.

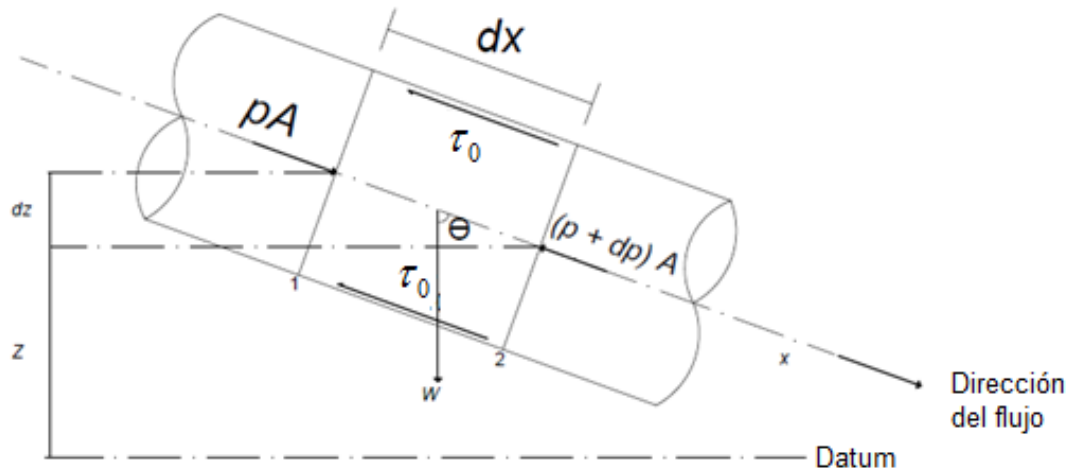


Figura 1. Volumen de control para una tubería. Se muestran todas las fuerzas que actúan en un fluido contenido en un volumen de control (Saldarriaga, 2007)

2.4 RESISTENCIA AL FLUJO EN CONDUCTOS CIRCULARES

En este apartado se hablará de este concepto así como del desarrollo histórico hasta obtener las ecuaciones de diseño actuales.

2.4.1 Experimento de Reynolds

Históricamente se conocían dos tipos de flujo, los cuales se diferenciaban por su comportamiento en lo concerniente a las pérdidas de energía. En 1840 G. H. L. Hagen había establecido los principios y diferencias de estos dos flujos. Sin embargo, la descripción y formulación solo fue planteada entre 1880 y 1884 por Osborne Reynolds, de la Universidad de Cambridge, Inglaterra.

La Figura 2 describe gráficamente el primer experimento de Reynolds. Para observar el cambio del flujo, utilizó tuberías de vidrio de diferentes diámetros conectados a un tanque

grande de agua. En la línea central de las tuberías, Reynolds inyectó tinta con el fin de visualizar los cambios que experimentaba el flujo.

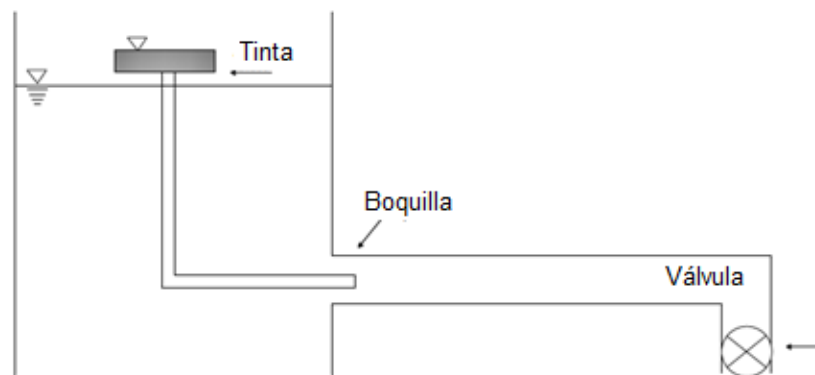


Figura 2. Esquema del aparato utilizado por O. Reynolds para establecer el régimen de flujos en tuberías. Reynolds varió tanto el diámetro de las tuberías como el líquido que fluía por éstas. (Saldarriaga, 2007)

Al abrir la válvula, Reynolds notó que se dan cuatro tipos de flujos, tal como se muestra en la Figura 3.

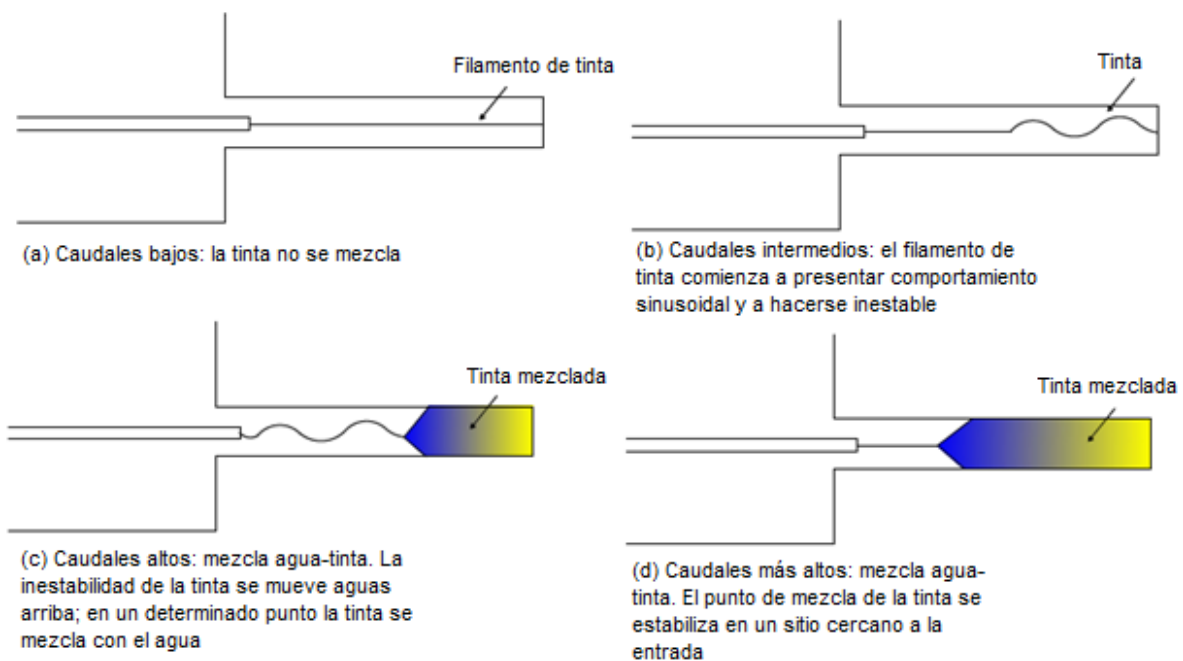


Figura 3. Resultados del primer experimento de Reynolds (Saldarriaga, 2007)

Reynolds definió los tipos de flujo de la siguiente forma:

Flujo Laminar: cuando la tinta no se mezcla. El flujo se mueve en capas sin intercambio de paquetes de fluido entre ellas (el intercambio molecular causante de la viscosidad de Newton sigue existiendo).

Flujo turbulento: cuando la tinta se mezcla completamente. Se presenta intercambio de paquetes de flujo entre las capas que se mueven a diferente velocidad. Las partículas no tienen un vector velocidad muy definido. El movimiento en este flujo se aprecia en la Figura 4.

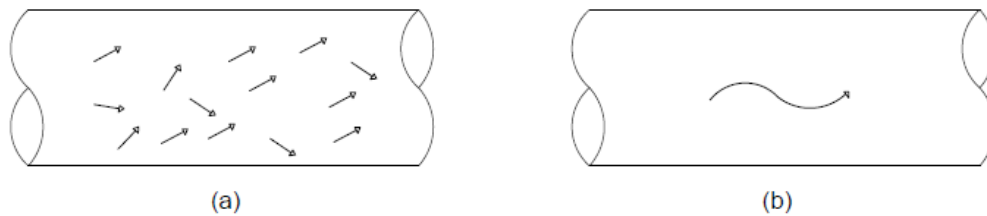


Figura 4. Flujo turbulento en tuberías. a) Vectores de velocidad de varias partículas en un instante dado. b) Trayectoria de una partícula en un intervalo de tiempo (Saldarriaga, 2007)

Flujo en transición: cuando el filamento de tinta comienza a hacerse inestable, con una serie de conducciones manifiestas. El caudal para el cual este fenómeno empieza a ocurrir depende de las condiciones del experimento; por ejemplo, si la turbulencia remanente en el tanque de entrada es baja, la transición demora en presentarse.

2.4.2 Número de Reynolds

Reynolds repitió su experimento tanto con diferentes diámetros de tuberías como con diferentes fluidos, encontrando resultados similares. En función de estos experimentos Reynolds dedujo la ecuación 1.

$$Re = \frac{vdp}{\mu} \quad (1)$$

Donde

v = Velocidad del flujo

d = Diámetro de la tubería

μ = Viscosidad dinámica

ρ = Peso específico del agua

De la anterior expresión Reynolds encontró que cuando este Re alcanza un valor de 2200, el flujo pasa de laminar a transición. Para valores entre 2200 y 4500 aproximadamente, el flujo se localiza en una zona de transición y para valores mayores pasa a ser turbulento. De esta forma, Reynolds pudo analizar el cambio de flujo de laminar a turbulento en una tubería. Den Toonder y Nieuwstadt (1997), habla del efecto que presenta este número en las tuberías que manifiestan un flujo turbulento, por otra parte Hultmark, Vallikivi, Bailey y Smits (2012), desarrollaron una investigación en la cual revelan el comportamiento de escala universal previamente desconocido para las fluctuaciones turbulentas de la velocidad.

2.4.3 Pérdidas de energía por fricción: experimentos preliminares

Según Franco *et al.* (1983), el primero en realizar experimentos sobre las pérdidas de energía en la circulación de agua en tuberías fue C. A. Couplet en 1732 (León Méndez, 2004), es por ello que el siguiente paso fue tratar de relacionar el tipo de flujo, con las pérdidas de energía que se presentan cuando un fluido se mueve a través de un ducto. Para ese entonces se sabía que las pérdidas por unidad de longitud se comportaban de modo diferente para flujo laminar y para flujo turbulento. Para esto utilizó el aparato ilustrado en la Figura 5.

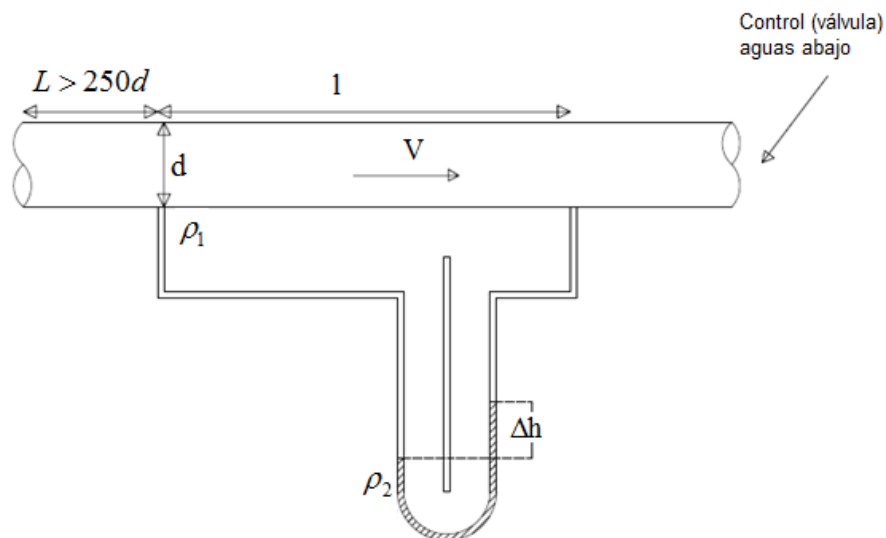


Figura 5. Aparato diseñado por Reynolds para estudiar la caída de presión por unidad de longitud a lo largo de una tubería en función del tipo de flujo. La tubería puede ser de cualquier material

(Saldarriaga, 2007)

En éste, Reynolds variaba el caudal en la tubería utilizando una válvula de control aguas abajo y para cada caudal leía la diferencia de altura en el manómetro en U. Por consiguiente resultaba muy fácil relacionar la pérdida de presión por unidad de longitud con la velocidad media en la tubería. Dicha relación se muestra en la Figura 6.

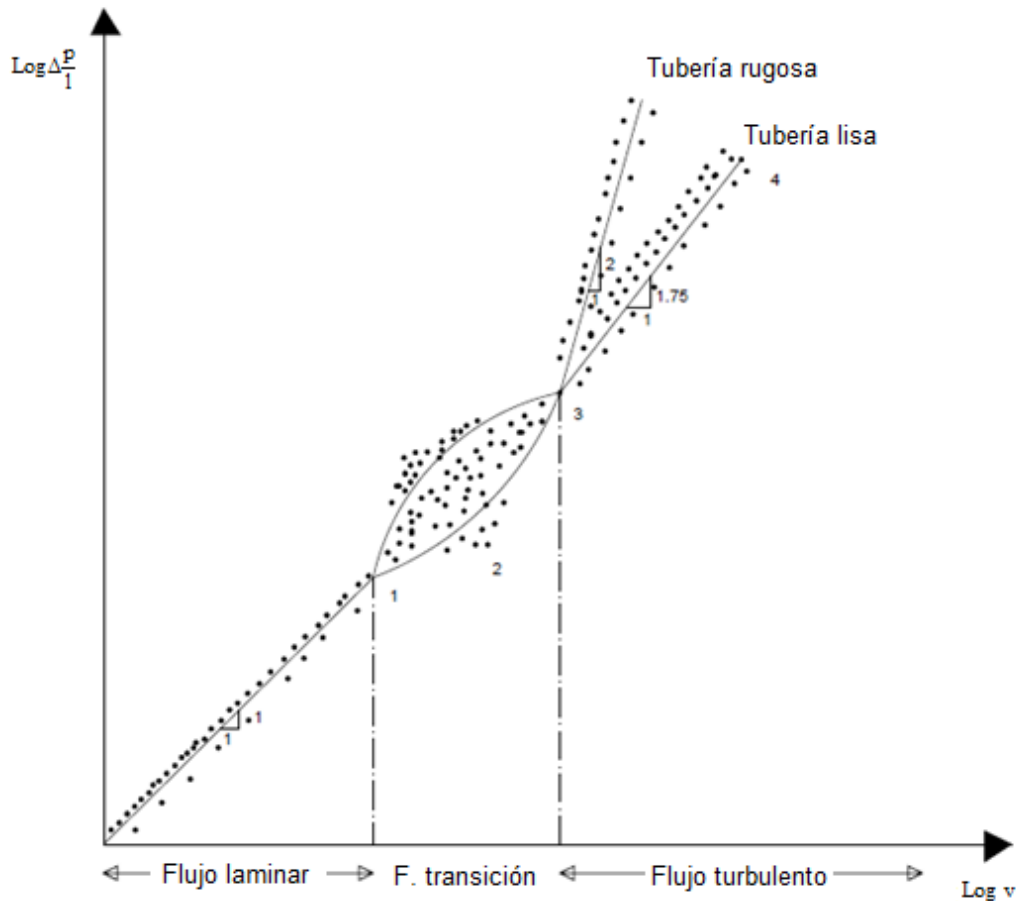


Figura 6. Gráfica logarítmica de los resultados del segundo experimento de Reynolds (Saldarriaga, 2007)

2.4.4 Aumento de la viscosidad en flujo turbulento

Desde antes de los trabajos de Reynolds se sabía que a medida que aumentaba la velocidad del flujo también aumentaba el esfuerzo cortante en la pared de la tubería (es decir, existían mayores pérdidas de energía). Esto indicaba que había un aumento en la viscosidad del fluido que no era una propiedad de éste sino del flujo (velocidad media,

caudal). En el siglo XIX hubo varios intentos por explicar este fenómeno, el primero de los cuales fue el de Joseph Boussinesq en 1877. Sin embargo, las dos explicaciones más exitosas se debieron a O. Reynolds y a L. Prandlt.

2.4.5 Esfuerzo cortante de Reynolds

Con el fin de obtener una mejor ecuación que definiera el aumento del esfuerzo cortante cuando el flujo era turbulento, O. Reynolds desarrollo los siguientes supuestos para el flujo a presión en una tubería:

1. La velocidad en el sentido principal del flujo (eje x) está compuesta por una velocidad media y una variación aleatoria de ésta:

$$v_x = \bar{v}_x + v'_x \quad (2)$$

donde:

\bar{v}_x = Valor medio de la velocidad en la dirección x .

v'_x = Variación aleatoria de la velocidad en la dirección x . Para un punto, el promedio de v'_x con respecto al tiempo debe ser cero.

2. En el sentido y (o z), la velocidad de las partículas únicamente está compuesta por la variación aleatoria en la velocidad:

$$v_y = v'_y \quad (3)$$

Es decir, en v no existe velocidad sino una vibración de paquete de moléculas con velocidad instantánea v'_y .

Teniendo en cuenta esta suposición para la velocidad en y , Reynolds calculó la tasa de flujo del volumen Q que pasa en una capa a otra en un determinado instante de tiempo (ver Figura 7).

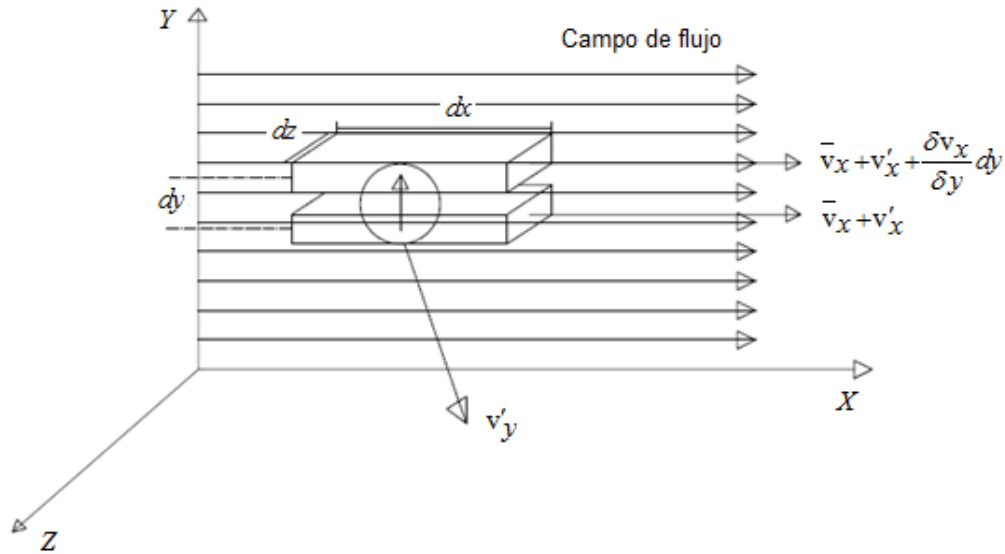


Figura 7. Dos placas de fluido dentro de un campo de flujo turbulento mostrado en el caudal instantáneo de la placa inferior a la superior. (Saldarriaga, 2007)

Dicho caudal es:

$$Q = Av'_y \quad (4)$$

Luego la tasa de flujo de masa (TSM) entre las dos capas está dada por:

$$TFM = \rho Q = \rho Av'_y \quad (5)$$

Y el momentum por unidad de tiempo transmitido por la placa inferior a la superior es:

$$\frac{M_x}{t} = \rho Av'_y (\bar{v}_x + v'_x) \quad (6)$$

Donde M_x / t es el momentum en la dirección de x por unidad de tiempo, transmitido en un instante (v'_y puede variar con el tiempo).

Al promediar para un periodo de tiempo largo, se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{M_x}{t} = \overline{\rho Av'_y (\bar{v}_x + v'_x)} \quad (7)$$

Al expandir el paréntesis anterior se obtiene:

$$\frac{M_x}{t} = \rho A \overline{v'_y v_x} + \rho A \overline{v'_y v'_x} \quad (8)$$

de tal manera que:

$$\overline{v'_y v_x} = \overline{v'_y} \overline{v_x} \quad (9)$$

entonces,

$$\overline{v'_y} = 0 \quad (10)$$

Al tener en cuenta este resultado y que el cambio por momentum por unidad de tiempo es igual a la sumatoria de las fuerzas que actúan en esa dirección:

$$\frac{\overline{M_x}}{t} = \rho A \overline{v'_y v'_x} = F_x \quad (11)$$

El resultado es:

$$\frac{F_x}{A} = \tau_{yx_T} = \rho \overline{v'_y v'_x} \quad (12)$$

Dando como resultado al esfuerzo turbulento de Reynolds de la siguiente forma.

$$\tau_{yx_T} = \rho \overline{v'_y v'_x} \quad (13)$$

2.4.6 Interacción flujo-pared sólida

La nueva teoría introducida por Prandtl (1963) establece que siempre que un fluido en movimiento interactúa con una pared sólida, el esfuerzo cortante que se genera afecta principalmente una zona de dicho flujo. Esta zona recibe el nombre de capa límite la cual puede ser laminar o turbulenta ver Figura 8.

En el caso de flujo turbulento la superficie sólida impide que cerca de ella ocurran las vibraciones de v'_y en forma libre, generándose así una zona de flujo laminar dentro de la capa límite. Ésta se conoce con el nombre de subcapa laminar viscosa (Figura 9) y siempre se presenta en flujo turbulento. Se denomina viscosa porque en ella priman las fuerzas viscosas sobre las fuerzas inerciales.

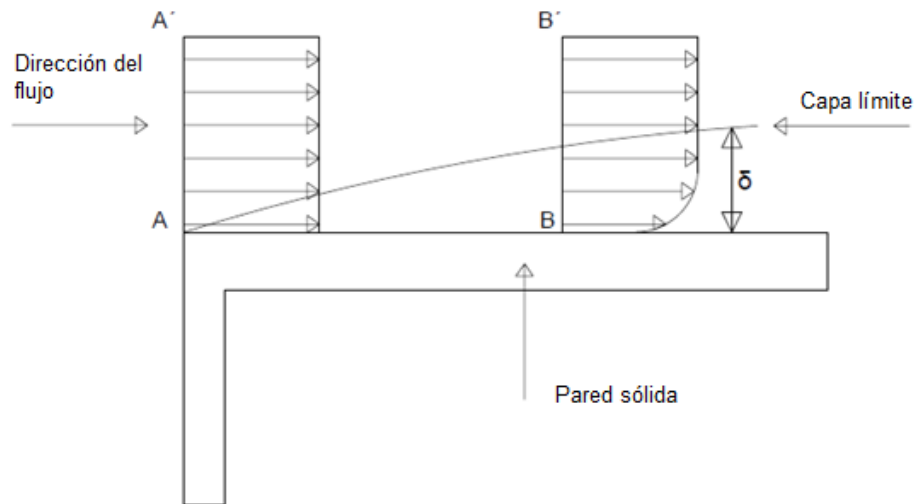


Figura 8. Capa límite. La presencia de pared sólida afecta la distribución de velocidades del flujo. La velocidad es cero en la superficie sólida y crece a medida que el flujo se aleja de ésta (Saldarriaga, 2007)

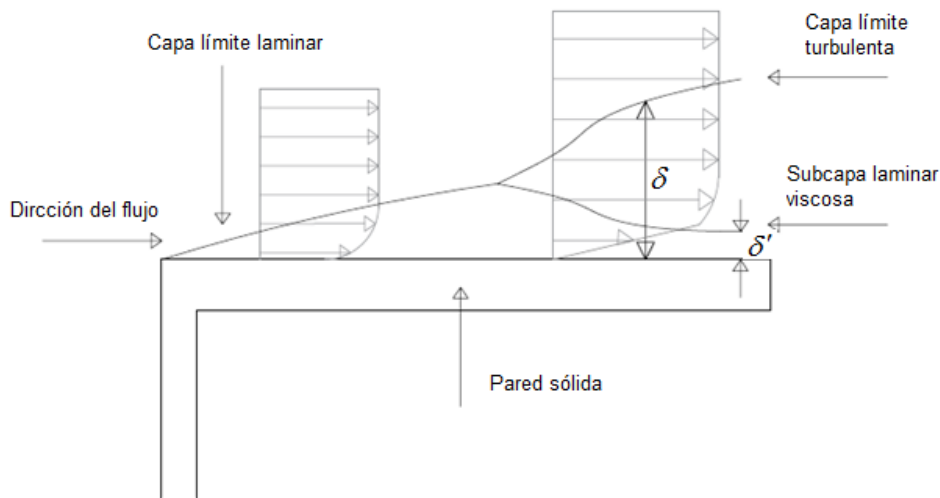


Figura 9. Desarrollo de una capa límite turbulenta mostrando la subcapa laminar que se genera cerca a la superficie (Saldarriaga, 2007)

El espesor de la subcapa laminar es mucho menor que el de la capa límite ($\delta' \ll \delta$). La relación existente entre δ' y el tamaño medio de la rugosidad de las paredes establece

la diferencia entre los flujos hidráulicamente lisos y los hidráulicamente rugosos (ver Figura 10).

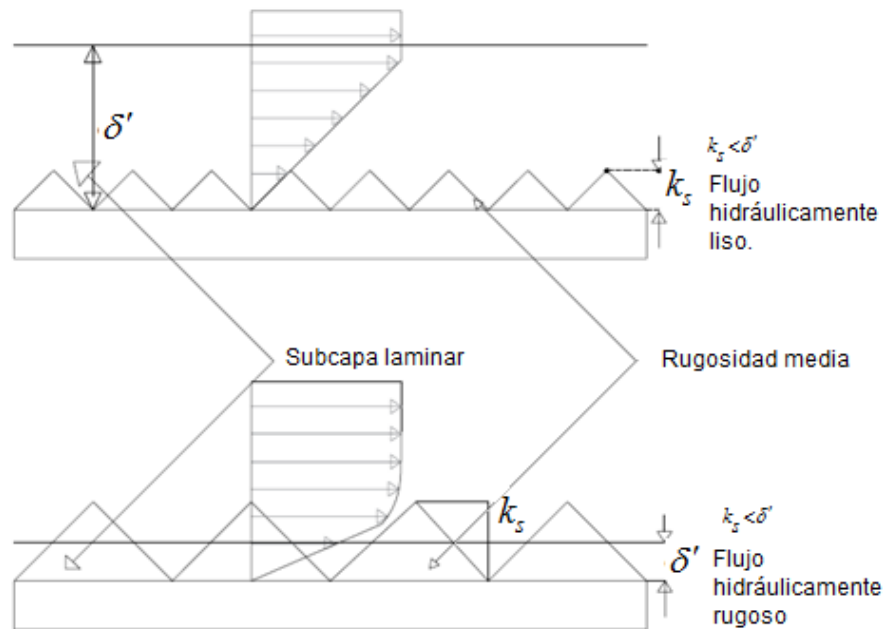


Figura 10. Flujos hidráulicamente liso e hidráulicamente rugoso. El tipo de flujo depende del tamaño relativo entre el espesor de la subcapa laminar viscosa δ' y del tamaño de la rugosidad media k_s . (Saldarriaga, 2007)

2.4.7 Distribución de esfuerzos en tuberías circulares

Si se utiliza la ecuación de Bernoulli para el flujo en tuberías se puede encontrar que las pérdidas de energía se manifiestan como pérdidas en la cabeza piezométrica, la cual se define como:

$$\frac{p^*}{\rho g} = \frac{p}{\rho g} + z \quad (14)$$

donde:

p^* = Presión piezométrica = $p + \rho g z$

p = Presión

z = Altura hasta un nivel de referencia

ρ = Densidad del fluido

g = Gravedad

Estas pérdidas son consecuencia del esfuerzo cortante que existe entre el fluido en movimiento y la pared sólida. Para encontrar la distribución de este esfuerzo se parte de la ecuación 15, por lo tanto:

$$\tau_0 P dx = A(dp + \rho g dz) \quad (15)$$

la ecuación anterior se puede transformar en:

$$\tau_0 = \frac{A}{P} \frac{dp^*}{dx} \quad (16)$$

Para conocer el esfuerzo cortante en las paredes de la tubería (τ_0) sólo hay que conocer la caída en la presión piezométrica en una determinada longitud de la misma tubería, así como su geometría de tal manera que:

$$\tau_r = \frac{r}{r_0} \frac{\Delta p^*}{\Delta x} \quad (17)$$

Al dividir esta última ecuación por la ecuación para τ_0 se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_r}{\tau_0} = \frac{r}{r_0} \quad (18)$$

Esta última ecuación indica la variación lineal de τ con respecto a r , tal como se muestra en la Figura 11.

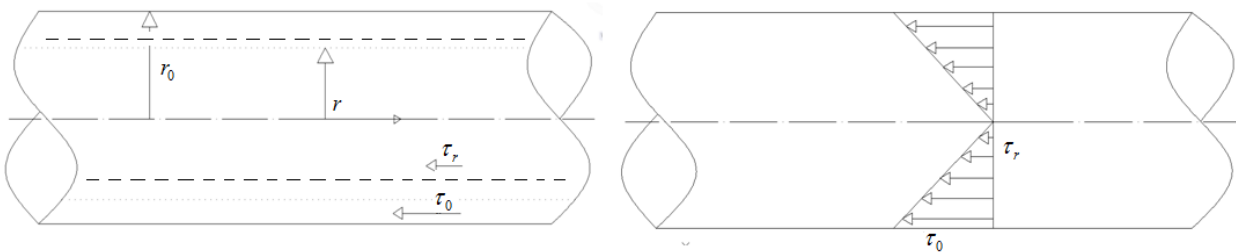


Figura 11. Distribución lineal del esfuerzo cortante en tuberías circulares (Saldarriaga, 2007)

Si se utiliza la ecuación 16 se obtiene:

$$\tau_0 = \frac{A \rho g h_f}{P l} \quad (19)$$

donde:

h_f = Pérdidas por fricción

l = Longitud del tramo de tubería

Nuevamente para tubos circulares:

$$\tau_0 = \frac{\rho g h_f r_0}{2l} \quad (20)$$

La ecuación 20 establece una relación directa entre el esfuerzo cortante en la pared de una tubería y la caída en la altura piezométrica h_f . De ahí que sea un primer paso para la deducción de una ecuación de diseño.

2.4.8 Distribución de velocidades en tuberías circulares

En esta sección se examinan las distribuciones de velocidad en las secciones transversales de tuberías circulares obtenidas por Prandtl al aplicar las dos teorías antes expuestas. Posteriormente, dichas distribuciones son utilizadas para establecer las diferencias entre los tipos de flujo y, por último, para establecer las ecuaciones de resistencia fluida, las cuales se utilizarán para el diseño de sistemas de tuberías.

- **Flujo laminar**

En el caso de flujo laminar en tuberías, el esfuerzo cortante está definido por la ecuación de Newton para fluidos viscosos quedando de la siguiente forma:

$$v = \frac{\tau_0}{2\mu} \left(\frac{r^2}{r_0} - r_0 \right) \quad (21)$$

La cual es una distribución parabólica de la velocidad ver Figura 12. En flujo laminar, la velocidad sigue esta distribución con su máximo en el centro y su mínimo ($v=0$) en las paredes internas de la tubería.

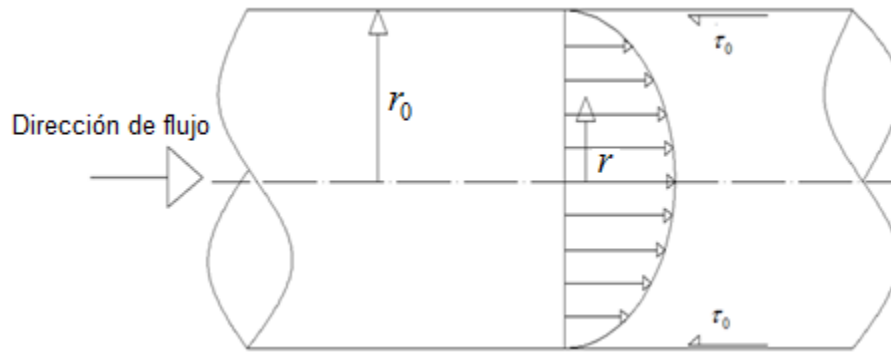


Figura 12. Distribución de velocidades para flujo laminar en una tubería de sección circular (Saldarriaga, 2007)

- **Flujo turbulento**

La presencia de esfuerzos cortantes en las fronteras fluidos-sólidos y entre las diferentes capas del fluido afecta la distribución de velocidades que, en principio, debería ser uniforme. En flujo turbulento, la presencia de la subcapa laminar viscosa modifica aún más dicha distribución.

En una tubería con flujo turbulento se distinguen tres capas, tal como se muestra en la Figura 13.

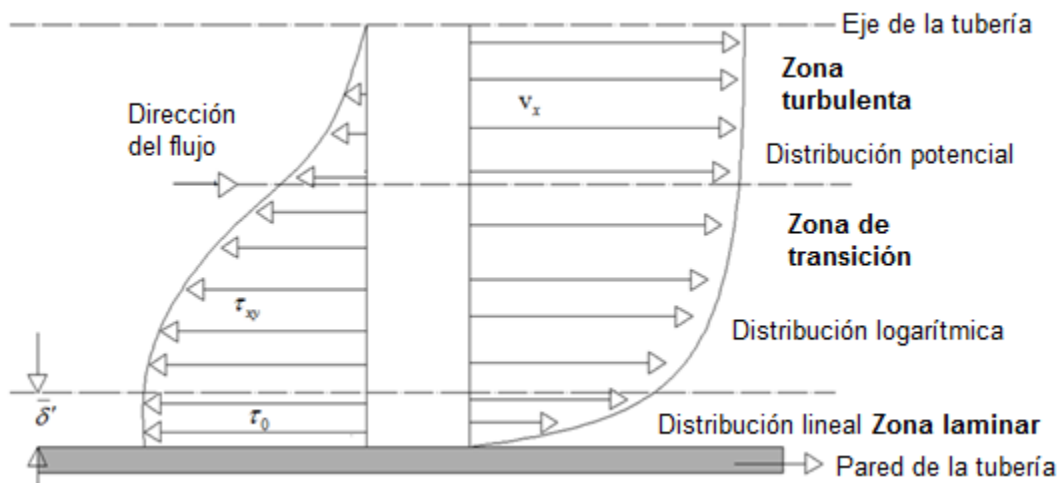


Figura 13. Distribución de esfuerzos y velocidades para flujo turbulento en una tubería de sección circular (se muestra media tubería) (Saldarriaga, 2007)

Para cada una de las tres zonas mostradas (la Figura 13 debería ser simétrica en el sentido vertical con el fin de incluir toda la sección transversal de la tubería) las distribuciones de velocidades son:

- **Subcapa laminar viscosa (flujo laminar)**

En esta capa la magnitud del esfuerzo es prácticamente constante e igual a τ_0 . La ecuación que permite establecer el cálculo del espesor de la subcapa laminar viscosa, lo que a su vez hará posible establecer con claridad la diferencia entre flujos hidráulicamente lisos e hidráulicamente rugosos es.

$$\delta' = \frac{11.6\nu}{v_*} \quad (22)$$

- **Zona de transición**

Entre la subcapa laminar viscosa y la zona completamente turbulenta existe una zona de transición donde el flujo deja de ser laminar para convertirse en turbulento. Se ha encontrado (White, 1994) que esta zona se extiende entre los siguientes límites:

$$5 \frac{\nu}{v_*} \leq y \leq 70 \frac{\nu}{v_*} \quad (23)$$

El flujo no pasa de laminar a turbulento en forma súbita, sino de modo gradual, a medida que las fuerzas viscosas pierden importancia frente a las inerciales. La distribución de velocidades en la zona de transición está definida por la siguiente ecuación.

$$\frac{v_x}{v_*} = \frac{1}{0.4} \ln \frac{v_* y}{\nu} + 5.47 \quad (24)$$

El anterior análisis es válido si la rugosidad en la superficie no afecta la subcapa laminar viscosa ($k_s < \delta'$); éste es el caso de los tubos hidráulicamente liso. Si se hace una gráfica de la ecuación 1.24, en las abscisas representen $\ln\left(\frac{v_* y}{\nu}\right)$ y las ordenadas, $\frac{v_x}{v_*}$, se obtiene una línea recta como se muestra en la Figura 14.

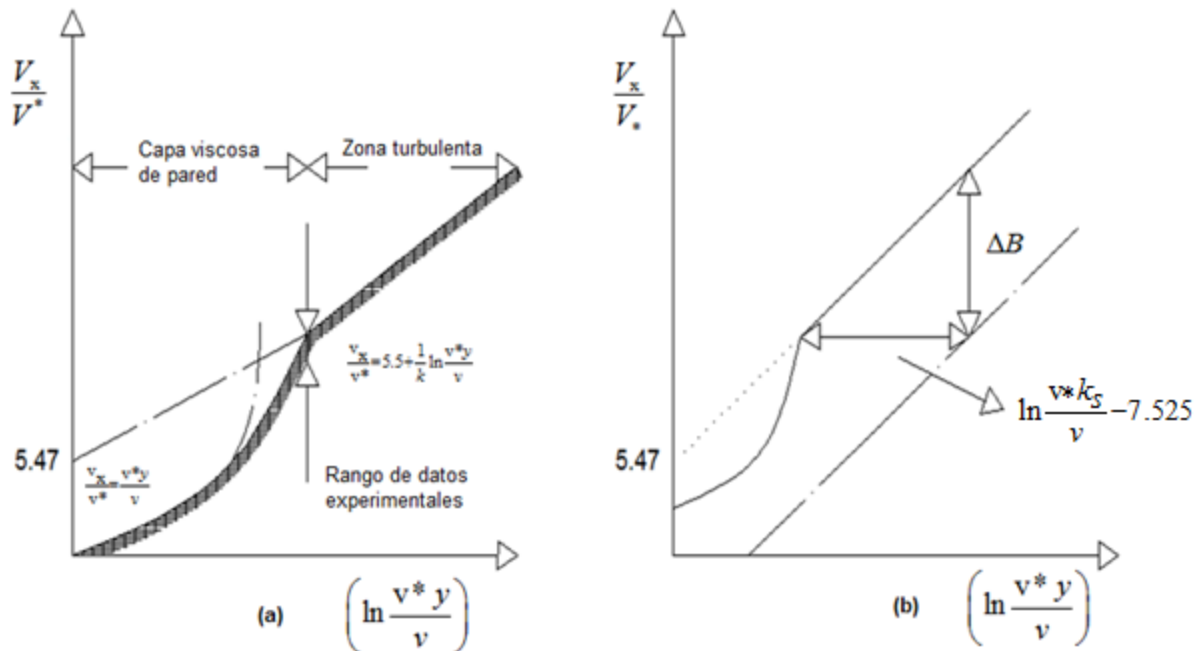


Figura 14. Efecto de la rugosidad de la pared interna de la tubería en la distribución de velocidades. (a) Flujo turbulento hidráulicamente liso (ecuación 1.24). (b) Flujo turbulento hidráulicamente rugoso comparado con el liso. Nikuradse demostró que el corrimiento hacia la derecha era proporcional al logaritmo natural de $(k_s v_* / \nu)$ (Saldarriaga, 2007)

Para el caso del flujo hidráulicamente rugoso, Nikuradse (1933) demostró que aunque la distribución de velocidades seguía siendo logarítmica, dependía de la rugosidad absoluta k_s de la tubería. Tal como se muestra en la Figura 14 la relación entre $\ln \frac{v_* y}{\nu}$ y $\frac{V_x}{V_*}$ se

corría hacia la derecha en una cantidad proporcional a $\ln \frac{v_* y}{\nu}$; este resultado fue igual

para todas las tuberías, con sus diferentes rugosidades absolutas, que probó en el laboratorio. El corrimiento hacia la derecha generaba una diferencia vertical entre las líneas lisa y rugosa, la cual se representaba por ΔB en la Figura 14 (b). Nikuradse (1933) encontró que:

$$\Delta B = \frac{1}{0.4} \ln \frac{k_s v_*}{\nu} - 3.01 \quad (25)$$

La distribución de velocidades para flujo turbulento:

$$\frac{v_x}{v_*} = \frac{1}{0.4} \ln \frac{y}{k_s} + 8.48 \quad (26)$$

- **Zona turbulenta**

Algunos investigadores afirman que la distribución de las velocidades en la zona turbulenta es muy similar a la de la zona de transición, especialmente en el caso del flujo en tuberías. Esto significa que la distribución logarítmica antes encontrada es aplicable a esta zona (Medina Camaraza & García Morales, 2011; Rodríguez, 2004; V. Tzatchkov, Aldama, & Arreguin, 2000). Otros autores afirman que dicha distribución es potencial (Gabriel Teja, Guzmán Caballero, Luna Torres, & Morales Santana, 2009; Rocha, 2007), regida por la siguiente ecuación:

$$\frac{v_x}{v_x} = \left(\frac{y}{r_0} \right)^n \quad (27)$$

donde:

$$\bar{v}_x = \text{velocidad media} = \frac{Q}{A}$$

r_0 = radio total de la tubería

Además, se tiene que:

$$n = \frac{1}{7} \text{ si } Re < 100000 \quad (28)$$

Si el número de Reynolds (Re) aumenta, el exponente n empieza a disminuir. Esta distribución de velocidades se conoce como la ley de la potencia 1/7.

2.4.9 Perfiles de velocidad

Una vez determinados los diferentes perfiles de velocidad para el flujo en tuberías circulares, es interesante hacer una comparación entre estos con el fin de establecer algunas conclusiones cualitativas que servirán para entender los procesos de diseño.

$$v = \frac{\tau_0}{2\mu} \left(\frac{r^2}{r_0} - r_0 \right) \quad (29)$$

si

$$\frac{v_x}{v_*} = \frac{1}{0.4} \ln \frac{v_* y}{\nu} + 5.47 \quad (30)$$

entonces,

$$\frac{v_x}{v_*} = \frac{1}{0.4} \ln \frac{y}{k_s} + 8.48 \quad (31)$$

A partir de los anterior, se pueden establecer las siguientes relaciones entre la velocidad y velocidad media ($\bar{v} = Q / A$) para cada uno de los tres tipos de flujo.

- **Flujo laminar**

En el caso del flujo laminar se presenta la ecuación 32

$$\frac{v}{\bar{v}} = 2 \left(2 \frac{y}{r_0} - \frac{y^2}{r_0^2} \right) \quad (32)$$

donde

y = Distancia medida desde la superficie interna de la tubería en dirección hacia el eje de ésta.

r_0 = Radio total de tubería

- **Flujo hidráulicamente liso**

En cuanto al flujo hidráulicamente liso, la relación de velocidades se presenta como muestra la ecuación 33.

$$\frac{v}{\bar{v}} = \frac{\frac{1}{0.4} \ln \frac{v_* y}{\nu} + 5.47}{\frac{1}{0.4} \ln \frac{v_* r_0}{\nu} + 1.72} \quad (33)$$

- **Flujo hidráulicamente rugoso**

Ahora para el flujo hidráulicamente rugoso, se tiene:

$$\frac{v}{\bar{v}} = \frac{\frac{1}{0.4} \ln \frac{y}{k_s} + 8.48}{\frac{1}{0.4} \ln \frac{r_0}{k_s} + 4.73} \quad (34)$$

Si se utilizan las ecuaciones 32, 33 y 34, es posible construir la gráfica adimensional mostrada en la Figura 15, en donde la velocidad media es igual para todos los tipos de flujo.

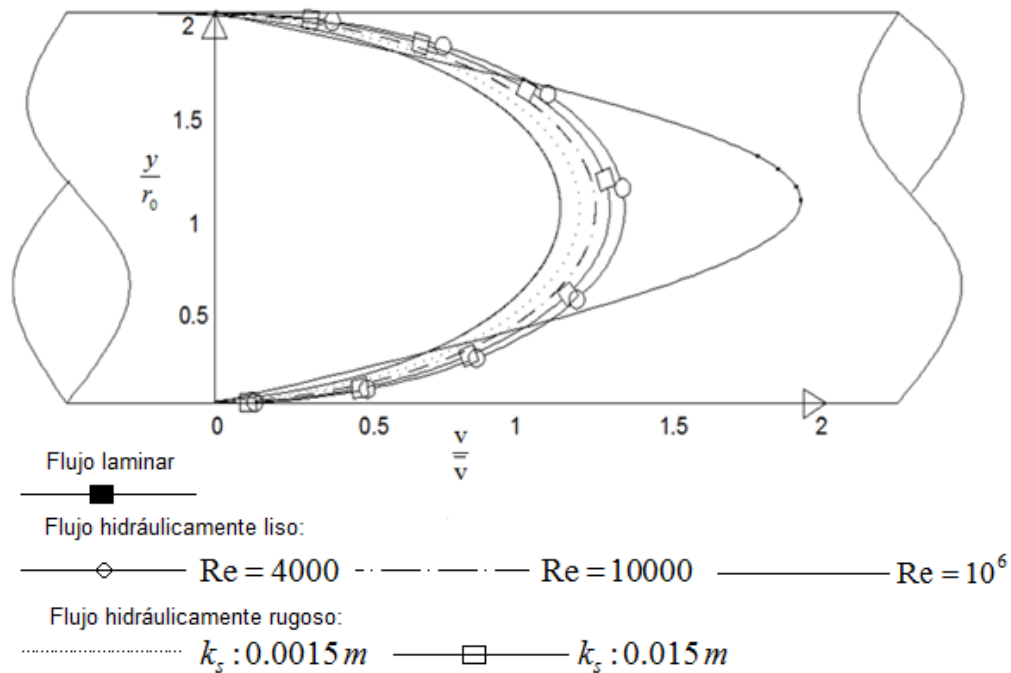


Figura 15. Perfiles de velocidad. Gráfica de velocidades adimensionales con respecto a la velocidad media. Velocidad media igual para todos los casos (Saldarriaga, 2007)

En la Figura 16 y la Figura 17 se muestra la evolución de los perfiles de velocidad desde flujo laminar hasta flujo turbulento hidráulicamente rugoso para una tubería de concreto ($k_s = 0.0003 \text{ m}$) con diámetro de 900 mm, que transporta agua a una temperatura de $15 \text{ }^\circ\text{C}$ ($\nu = 1.14 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$).

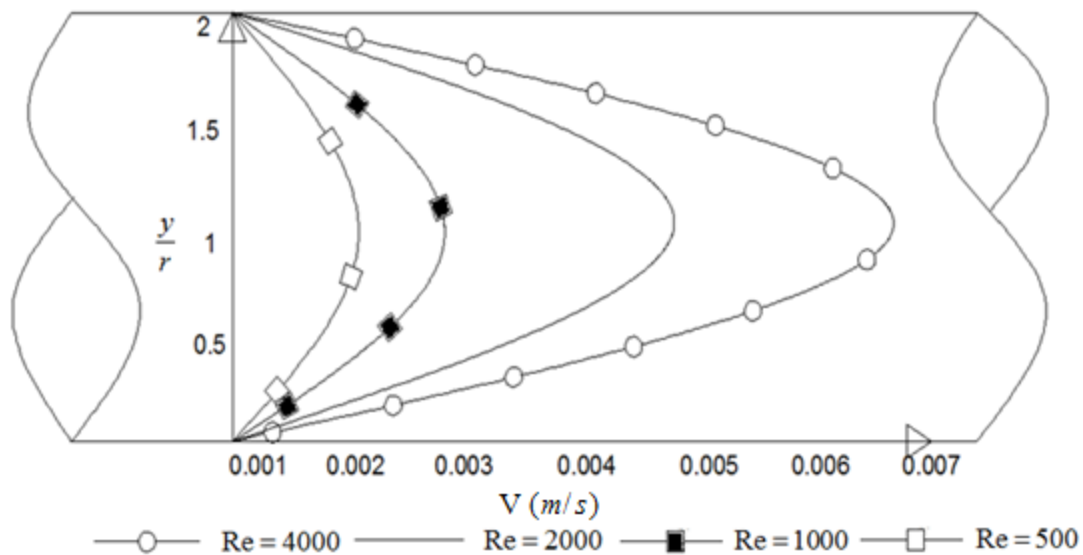


Figura 16. Perfiles de velocidad. Transición de flujo laminar a hidráulicamente liso (Saldarriaga, 2007)

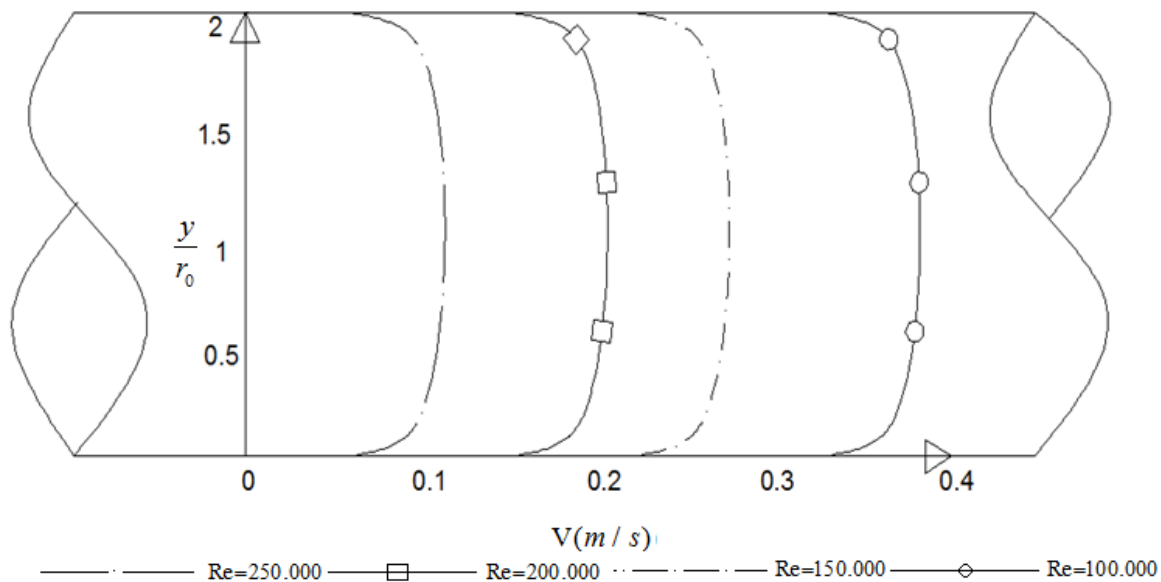


Figura 17. Perfiles de velocidad. Transición de flujo hidráulicamente liso a hidráulicamente rugoso (Saldarriaga, 2007)

2.5 ECUACIONES EMPÍRICAS PARA LA FRICCIÓN EN TUBERÍAS

Las ecuaciones empleadas para determinar las pérdidas que ocurren en las tuberías debido a la fricción, son las siguientes:

2.5.1 Ecuación de Darcy-Weisbach

Esta ecuación fue establecida por Henry Darcy (1803-1858), utilizando experimentos de flujo en tuberías, los cuales se desarrollaron en Chaillot cerca de París desde el 3 de agosto de 1849 hasta el 27 de octubre de 1850. En esa época Darcy era el ingeniero en jefe en el Servicio Municipal de París.

Los experimentos llevados a cargo por Darcy incluyeron diámetros desde 0.0122 hasta 0.5 m, mientras que los materiales de las tuberías incluyeron vidrio, hierro, plomo, hierro recubierto con bitumen, hierro fundido y latón. Las condiciones de la pared variaron desde material nuevo hasta material usado con incrustaciones y las velocidades promedio variaron en el rango de 0.03 hasta 6.01 m/s. La medición de los caudales se llevó a cabo por métodos volumétricos recolectando el agua en tanques aforados. Las longitudes de las tuberías fueron siempre superiores a 100 m, excepto para las tuberías de vidrio y de plomo, las cuales fueron de 44.8 y 50 m respectivamente. Las caídas en la altura piezométrica se midieron utilizando piezómetros, dejando de lado los primeros 4.7 m de tubería.

Después de haber realizado todos estos experimentos la ecuación resultante fue la siguiente:

$$h_f = f \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (35)$$

donde;

f = Factor de fricción

l = Longitud del conducto (m)

v = Velocidad media del gasto (m/s)

d = Diámetro del conducto (m)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

Si f se calcula por Colebrook-White (Colebrook et al., 1939; White, 1994) la expresión es la siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{e}{3.7D} + \frac{2.51}{NR\sqrt{f}} \right) \quad (36)$$

Pero si se calcula por la fórmula propuesta por Swamee su ecuación es:

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{e}{D} + \frac{5.74}{NR^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (37)$$

2.5.2 Ecuación de Hazen-Williams

Esta ecuación es la más utilizada en el medio anglosajón. No puede ser utilizada en otro líquido que no sea agua y fue desarrollada únicamente para régimen turbulento

La ecuación es la siguiente.

$$Hf = \frac{1.21 * 10^{10}}{(25.4 * D)^{4.87}} * \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852} * L \quad (38)$$

donde:

Hf = Pérdida de carga (m)

D = Diámetro de la tubería (pulgadas)

Q = Gasto de conducción (l/s)

C = Coeficiente de Hazen-Williams, adimensional

L = Longitud de la conducción a tratarse, (m)

1.21×10^{10} = Factor de conversión

2.5.3 Ecuación de Manning

La ecuación de Manning se suele utilizar en canales. Para el caso de las tuberías son válidas cuando el canal es circular y está parcial o totalmente lleno, o cuando el diámetro de la tubería es muy grande. Uno de los inconvenientes de la fórmula es que sólo tiene en cuenta un coeficiente de rugosidad (n) obtenido empíricamente, y no las variaciones de viscosidad con la temperatura. La expresión es la siguiente:

$$h = 10.3 * n^2 * \left(\frac{Q^2}{D^{5.33}} \right) * L \quad (39)$$

donde:

h = Pérdida de carga (m)

n = Coeficiente de rugosidad Manning (adimensional)

Q = Gasto de conducción (m³/s)

D = Diámetro interno de la tubería (m)

L = Longitud de la conducción a tratarse (m)

2.6 SISTEMAS DE BOMBEO

Un sistema de bombeo consiste en un conjunto de elementos que permiten el transporte a través de tuberías y el almacenamiento temporal de los fluidos, de forma que se cumplan las especificaciones de caudal y presión necesarias en las diferentes partes de las redes de distribución.

La especificación básica que debe satisfacer un sistema de bombeo es el transporte de un caudal de un determinado fluido de un lugar a otro. Además, suele ser necesario que el fluido llegue al lugar de destino con una cierta presión, y que el sistema permita un rango de variación tanto del caudal como de la presión.

El diseño de un sistema de bombeo consiste en el cálculo y/o selección de las tuberías, bombas, entre otros, que permitan cumplir las especificaciones de la forma más económica posible. De todas formas, aunque el dinero suele ser una parte muy importante al final de un diseño, para que esté correctamente realizado es necesario contemplar otros aspectos como la seguridad, fiabilidad, facilidad de mantenimiento, impacto ambiental y otros factores humanos.

De acuerdo con la forma de sus rotores (impulsores), las bombas rotodinámicas se clasifican en:

Bombas centrífugas (flujo radial): el agua entra a la bomba en forma axial pero sale impulsada en dirección radial.

Bombas de flujo axial: el agua entra y sale de la bomba en dirección axial. Usualmente son bombas de baja altura piezométrica y alta capacidad.

Bombas de flujo mixto: el agua entra a la bomba en dirección axial y sale con componentes de velocidad tanto en dirección axial como en dirección radial.

Para la misma potencia de entrada y para igual eficiencia, las bombas centrífugas se caracterizan por presentar una presión relativamente alta con un caudal bajo, las bombas de flujo axial generan un caudal alto con una baja presión y las de flujo mixto tienen características que las ubican en un rango intermedio con respecto a los dos casos anteriores.

Tales tipos de bombas pueden ser definidos en forma más explícita utilizando un parámetro dimensional llamado "velocidad específica" (N_s), el cual se expresa como:

$$N_s = \frac{NQ^{0.5}}{H^{0.75}} \quad (40)$$

donde:

$$Q = \text{gpm}$$

En la Tabla 1 se muestra una clasificación general de las bombas roto dinámicas, tomando como criterio la velocidad específica.

Tabla 1. Clasificación de las bombas rotodinámicas (Saldarriaga, 2007)

Tipo de bomba	Rango de N_s
Centrífuga	500 a 2000
Flujo mixto	2000 a 7000
Flujo axial	7000 a 15000

Los rangos anteriores no constituyen límites rígidos; por ello deben interpretarse siempre como una guía rápida para establecer qué tipo de flujo es el más probable en una determinada bomba.

Para un diseño de bomba dado, la velocidad específica puede cambiarse si se aumenta o disminuye la velocidad de rotación de la bomba, cuyos valores típicos están dados por las velocidades de los motores: 450, 900, 1800 Y 3600 rpm.

2.6.1 Línea de gradiente hidráulico en sistemas bomba-tuberías

La presencia de bombas en sistemas de tuberías afecta las líneas de energía total y piezométrica del flujo, ya que las bombas son máquinas hidráulicas cuyo objetivo es convertir energía mecánica de rotación en energía cinética o potencial del fluido dentro del sistema. El efecto de dicha conversión es añadir energía por unidad de peso (altura de velocidad o altura piezométrica de presión) al flujo, aumento que es detectado por los manómetros aguas arriba y aguas abajo de la bomba. En consecuencia, el aumento de energía se refleja en la altura manométrica en cada punto, afectándose así la forma y la pendiente de las líneas mencionadas.

La Figura 18 muestra las líneas de energía total y de gradiente hidráulico o línea piezométrica para un sistema de bombeo, el cual incluye una bomba única colocada sobre una tubería simple (diámetro y rugosidad absolutas constantes).

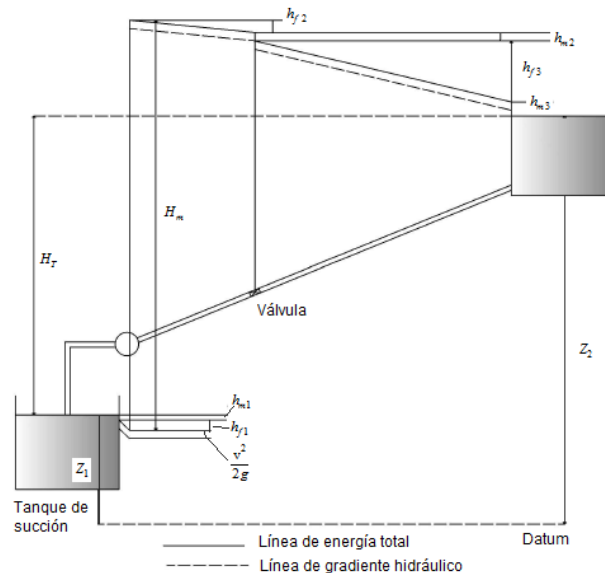


Figura 18. Bomba colocada en un sistema de tubería simple. La bomba añade energía al flujo y, por consiguiente, eleva las líneas de energía total y de gradiente hidráulico (Saldarriaga, 2007)

2.6.2 Curva característica de una bomba

Las curvas de caudal contra altura piezométrica total y contra eficiencia son suministradas por los fabricantes de las bombas. La curva característica de caudal contra altura representa la relación entre la altura y el caudal que puede desarrollar a su velocidad nominal. La altura es la energía que la bomba aporta al agua y se representa en el eje vertical (Y) en metros (pies). El caudal se representa en el eje horizontal (X) en

unidades de caudal. Una curva característica válida debe disminuir la altura a medida que aumenta el caudal. En la Figura 19 se muestra la forma general de dichas curvas.

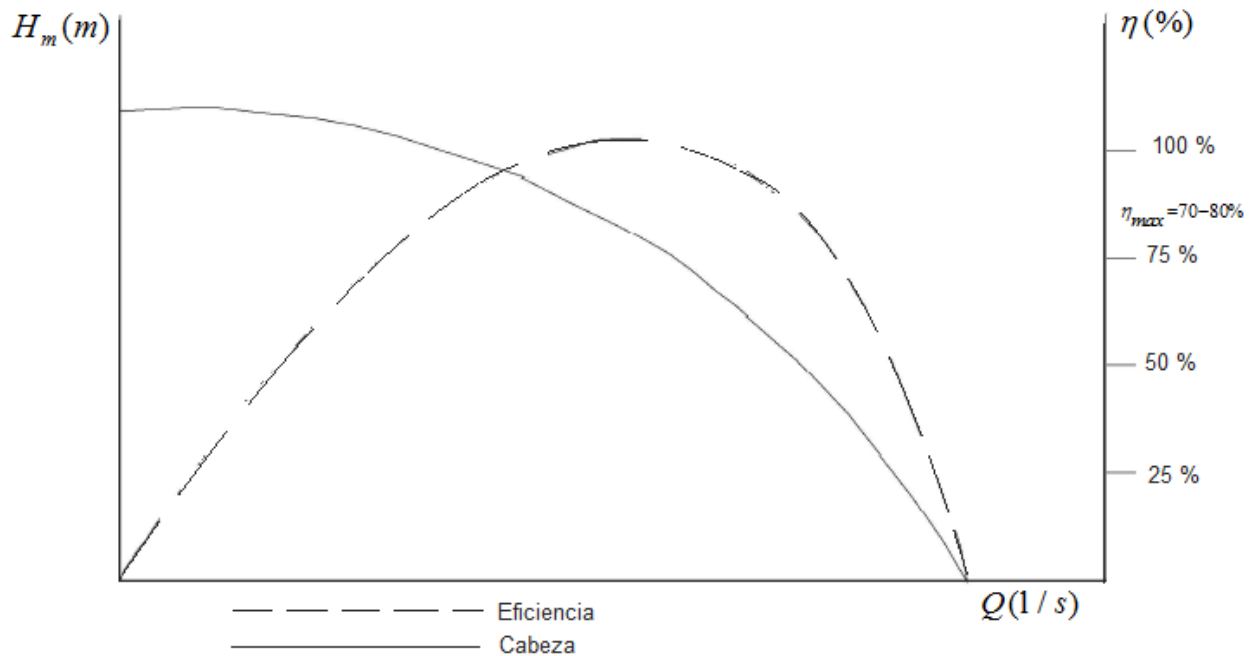


Figura 19. Esquema de las curvas de la bomba y de eficiencia de esta última. Usualmente estas curvas se obtienen en laboratorio (Saldarriaga, 2007)

2.7 OPERACIÓN DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO

En ocasiones, teniendo en cuenta las necesidades del sistema en el cual van a operar las bombas, se va a requerir el uso de varias bombas trabajando en serie o en paralelo sobre el mismo circuito. Esto puede resultar útil como sistema de regulación, o cuando se requieren características muy variables.

2.7.1 Sistemas de bombeo en paralelo

Consiste cuando se acoplan dos o más bombas en paralelo, cada una de éstas aspira el fluido desde un tanque o depósito común, para reunir sus respectivos caudales impulsados en una tubería de impulsión común para ellas. Ver la Figura 20. En este tipo de acoplamiento, el caudal total del acoplamiento es la suma de los caudales individuales, y la altura total es constante e igual a la de cada una de las bombas individualmente.

Se utilizan cuando se trata de satisfacer las necesidades o demandas de agua, variables en el tiempo, como en sistemas de riego, o en redes de distribución de agua potable, se justifica el acoplamiento de dos o más bombas en paralelo.

En efecto, el empleo de una sola bomba, para satisfacer los consumos altamente variables con el tiempo, sería factible también, pero antieconómico, puesto que aquella tendría que trabajar con eficiencias muy bajas, correspondientes a los distintos puntos de funcionamiento.

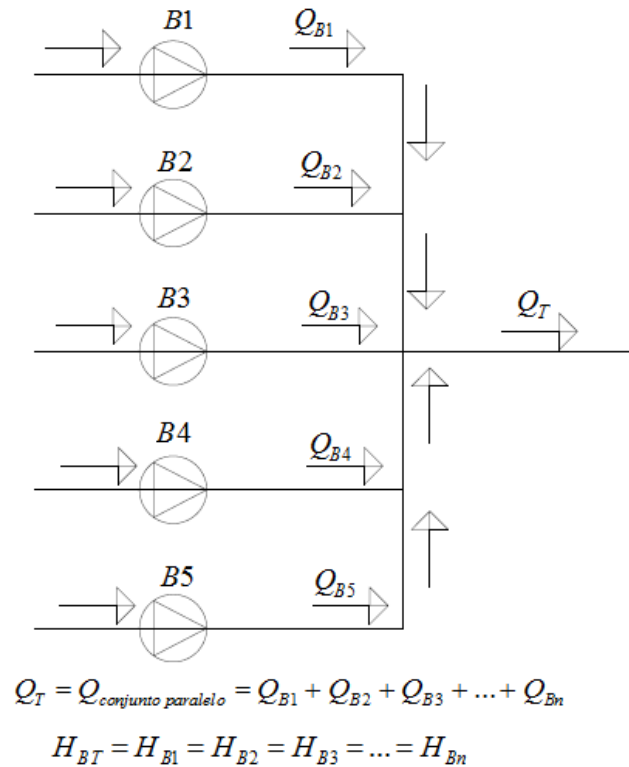


Figura 20. Representación de un sistema de bombas en paralelo (Saldarriaga, 2007)

2.7.2 Sistemas de bombeo en serie

En serie, la tubería de impulsión de una bomba se constituye en la tubería de aspiración de la siguiente unidad, por lo que el caudal bombeado, Q_B , es el mismo para todas ellas, y la altura del conjunto es la suma de las alturas desarrolladas por las bombas individualmente. Véase la Figura 21.

Este tipo de acoplamiento se emplea en casos en los cuales se desea elevar un mismo caudal a distintas alturas, o para impulsar un determinado caudal, venciendo grandes

resistencias debidas a grandes longitudes de las conducciones (líquidos industriales: petróleo, ACPM, gasolina, etc.), si bien es relativamente pequeño el desnivel geométrico a vencer.

Esta manera de optar las bombas es poco frecuente y no debe confundirse con el caso de tener dos o más estaciones de bombeo escalonadas, como por ejemplo, en un sistema de abastecimiento de agua, o en largas conducciones de combustible, en los cuales la descarga de una bomba se recibe en un depósito elevado con respecto al anterior, desde donde aspira la siguiente unidad, para impulsar al fluido hasta el próximo depósito, y, así, sucesivamente.

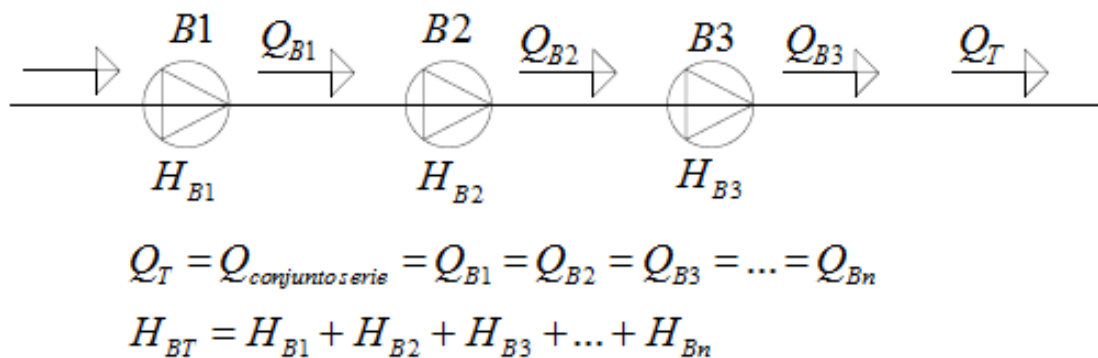


Figura 21. Representación de un sistema de bombas en serie (Saldarriaga, 2007)

2.8 ANÁLISIS DE REDES DE TUBERÍA

Los sistemas de distribución son sistemas mallados de redes cerradas o abiertas diseñadas de una manera redundante donde el agua para abastecer un usuario puede seguir diversos caminos para abastecer un usuario cualquiera o un área cualquiera del sistema puede ser servida por más de una tubería simultáneamente. Lo anterior con el objeto de brindar a los usuarios una mayor confiabilidad del servicio y que la rotura y posterior reparación de un tramo del sistema no implique necesariamente la suspensión del servicio.

2.8.1 Redes abiertas

Se caracterizan por no tener ningún "circuito cerrado" en el sistema. Los ejemplos típicos de este grupo son las redes de tubos madres o líneas expresas en sistemas de distribución de agua potable. En la Figura 22 se muestra un esquema de una red ejemplo, la cual une cuatro tanques de almacenamiento dentro del sistema de distribución de agua potable de una ciudad hipotética.

Un sistema de tuberías que une una batería de pozos de agua con un tanque de abastecimiento o una planta de tratamiento, la red contra incendios en el interior de una edificación, o el sistema conformado por la tubería principal y las tuberías secundarias en un sistema de riego localizado de alta frecuencia, son otros ejemplos de sistemas de tuberías descritos como redes abiertas.

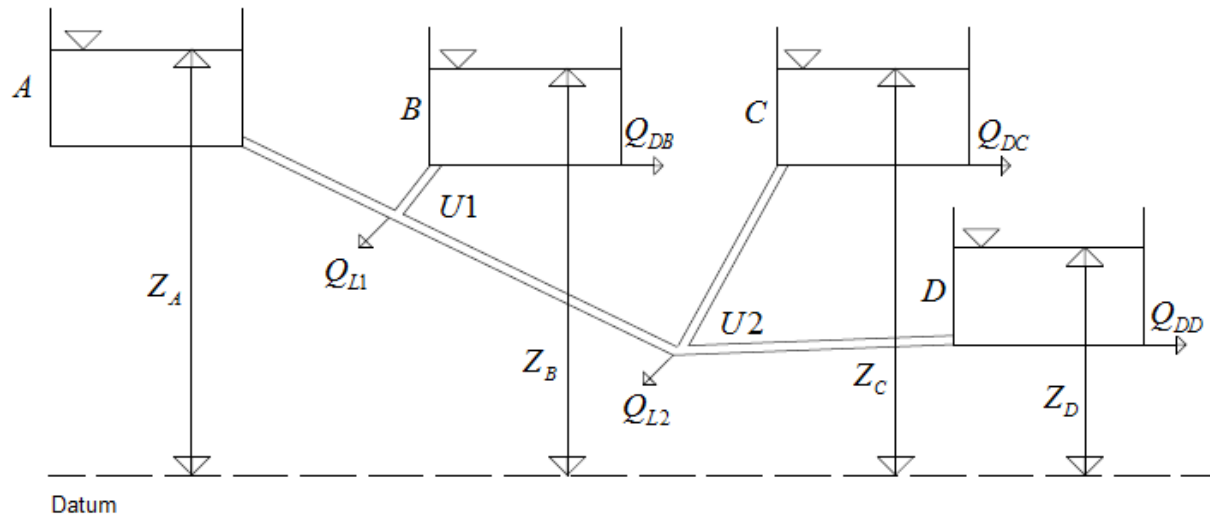


Figura 22. Red abierta. El esquema muestra un sistema de tuberías que une 4 tanques de almacenamiento (A, B, C y D). El sistema está compuesto por 5 tubos madres (A-U1, U1-B, U1-U2, U2-C y U2-D) con dos uniones (U1 y U2). Las uniones pueden tener caudales laterales de extracción (Q_{L1} y Q_{L2}). Los caudales demandados son tomados directamente de los tanques de almacenamiento (Q_{DB} , Q_{DC} y Q_{DD}). El tanque A funciona como tanque de almacenamiento principal o de suministro primario. (Saldarriaga, 2007)

2.8.2 Redes cerradas

Conocidas también como sistemas con circuitos cerrados o ciclos. Su característica primordial es tener algún tipo de circuito cerrado (loop, en inglés) en el sistema. El objetivo es tener un sistema redundante de tuberías: cualquier zona dentro del área cubierta por el sistema puede ser alcanzada simultáneamente por más de una tubería, aumentando así la confiabilidad del abastecimiento. Es este el tipo de red que usualmente conforma el sistema de distribución de agua potable de una ciudad (ver Figura 23)

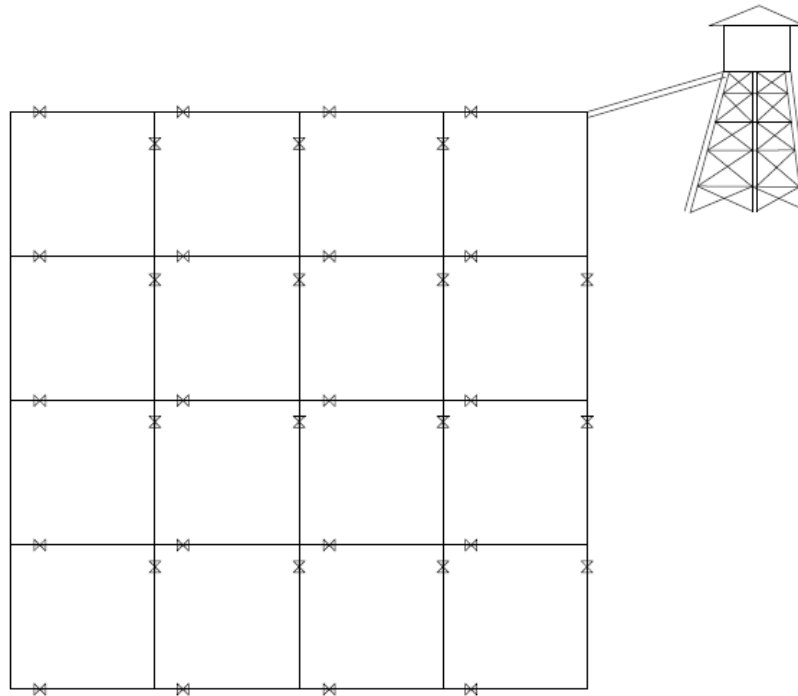


Figura 23. Red de distribución de agua potable de acuerdo con la norma AWWA de Estados Unidos. La disposición de las válvulas permite que se aíslen máximo dos tramos de tuberías cerrando máximo cuatro válvulas. Las válvulas se deben localizar en los ramales de importancia en las intersecciones de las mallas principales. (Saldarriaga, 2007)

3 DISEÑO Y MODELACIÓN EN REDES DE DISTRIBUCIÓN

3.1 DISEÑO DE LA RED DE ACUERDO A LA NORMA TÉCNICA DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

Teniendo en cuenta la normatividad, a continuación, se exponen los parámetros de diseño que se deben plantear para el análisis de la red de distribución de agua potable en el municipio de Ensenada.

3.1.1 Datos de proyecto

Para efectuar los proyectos de las obras que integran un sistema de abastecimiento de agua potable, se debe establecer claramente los datos de proyecto como se indica a continuación:

Área total de proyecto-----	Ha
Área habitacional-----	Ha
Área comercial-----	Ha
Área industrial-----	Ha
Área de equipamiento urbano-----	Ha
No. de viviendas-----	Ha
Población de proyecto (P) -----	Ha
Dotación habitacional (D) -----	L/hab/día
Dotación comercial, industrial, equipamiento urbano o donación-----	L/s/Ha
Gasto medio diario (Qm) -----	L/s
Gasto máximo diario (Qmd) -----	L/s

Gasto máximo horario (Qmh) -----	L/s
Conducción -----	Gravedad y/o bombeo
Regulación-----	m ³
Distribución-----	Gravedad y/o bombeo

Nota: cuando se tengan diferentes zonas de presión, éstas deberán presentarse en columnas por separado, indicando la estructura o equipo que alimenta la zona, así como el nombre de la estructura reguladora de gasto (Ver Tabla 4).

**Tabla 2. Datos básicos de proyecto para la ciudad de Ensenada
(Gobierno Estatal de Baja California, 2014)**

Concepto	Urbano	Rural
CVD	1.2	1.2
CVH	1.5	1.5
Índice de hacinamiento (hab/día)	3.6	3.6
Dotación (L/hab/día)	250	200
Dotación en gasto medio para zona industrial, comercial y equipamiento urbano o donación (L/s/Ha)*	0.8	0.8

*Del área bruta a desarrollar

3.1.2 Gasto de diseño

- **Gasto medio diario:** corresponde al promedio de los consumos diarios de gasto en un día de consumo promedio, el cual debe calcularse utilizando la ecuación 41.

$$Q_m = (P * D) / 86400 \quad (41)$$

- **Gasto máximo diario:** corresponde al consumo máximo registrado durante veinticuatro horas sin tener en cuenta la demandas contra incendio que se hayan presentado, el cual debe ser calculado utilizando la ecuación 42.

$$Q_{md} = Q_m * CVD \quad (42)$$

- **Gasto máximo horario:** es el consumo máximo registrado durante una hora, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado. Se calcula con la ecuación 43.

$$Q_{mh} = Q_{md} * CVH \quad (43)$$

Dónde:

P = Población en hab.

D = Dotación en L/hab/día.

CVD = Coeficiente de Variación Diaria (ver Tabla 2).

CVH = Coeficiente de Variación Horaria (ver Tabla 2).

**Tabla 3. Criterios de gastos de diseño para estructuras
(Gobierno Estatal de Baja California, 2014)**

Tipo de la estructura	Máximo diario	Máximo horario
Fuente de abastecimiento	X	
Obra de captación	X	
Línea de conducción antes del tanque de regulación	X	
Tanque de regulación	X	
Línea de alimentación a la red		X
Red de distribución		X
Estación de bombeo con entrega directa al tanque	X	
Estación de bombeo con entrega directa a la red, (a juicio del organismo operador)		X

**Tabla 4. Formato para datos de proyecto por zonas de presión establecido por la Norma
(Gobierno Estatal de Baja California, 2014)**

Concepto	Estructura de regulación		
	Tipo de Estructura (nombre)	Tipo de Estructura (nombre)	Total
Volumen de regulación (m ³)			
Área de donación, equipamiento urbano y comercial (Has)			
Número de viviendas equivalente al área de donación. Equipamiento urbano y comercial			
Número de viviendas			
Total de viviendas equivalentes			
Índice de hacinamiento de población (hab/viv)			
Población de proyecto (hab)			
Dotación habitacional (lt/hab/día)			
Dotación por área (lt/seg/Ha)			

Concepto	Estructura de regulación		
	Tipo de Estructura (nombre)	Tipo de Estructura (nombre)	Total
Coeficiente de variación diaria			
Coeficiente de variación horaria			
Gasto medio (lps)			
Gasto máximo diario (lps)			
Gasto máximo horario (lps)			

Nota: los valores a aplicar corresponderán a cada estructura en función de las zonas por abastecer con la misma, de tal manera que en la columna de tipo de estructura pondrá el nombre que se le haya asignado de acuerdo con su zona de abastecimiento.

3.1.3 Período de proyección

En la Tabla 5 se muestran los periodos de proyecto para los distintos rangos de población de la localidad en diseño.

**Tabla 5. Período de proyecto de acuerdo con la población
(Gobierno Estatal de Baja California, 2014)**

Localidad (hab)	Período de proyecto
Hasta 15,000	10 Años
Hasta 150,000	15 Años
Más de 150,000	20 Años
Fraccionamientos	A saturación total

3.1.4 Población de proyecto

Se estimará con una ocupación por vivienda indicada en la Tabla 2 de datos básicos de proyecto; como mínimo, de acuerdo a los resultados del XIII Censo de Población y Vivienda del INEGI. En este caso de desarrollos industriales comerciales y equipamiento urbano, se anotará la superficie destinada a este uso y el área total del predio.

3.1.5 Dotación

La dotación corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante, sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. Se considerará como dotación media, la indicada en la Tabla 2 de datos básicos de proyecto, en L/hab/día.

En desarrollos industriales, comerciales y de equipamiento urbano, cuando no se tenga información de las necesidades específicas, se tomará como base un gasto medio diario obtenido con la dotación indicada en la Tabla 2 en L/s/Ha del área bruta a desarrollar.

3.1.6 Coeficientes de variación diaria y horaria

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborales y otras actividades. Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones en el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, los cuales se multiplican por el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente.

Los coeficientes de variación se aplicarán para cubrir las fluctuaciones en los sistemas, las cuales están relacionadas con las condiciones climáticas y las actividades propias de la localidad.

En todo sistema los consumos varían durante el año, teniéndose fluctuaciones en forma diaria y horaria.

Los valores mínimos de estos coeficientes son los indicados en la Tabla 2 de datos básicos de proyecto (coeficiente de variación diaria CVD y coeficiente de variación horaria CVH).

3.1.7 Demanda contra incendio

Es la demanda destinada a combatir las emergencias por causa de incendios, la cual debe estar disponible en hidrantes localizados de tal manera que cubra una distancia mínima establecida por la norma. Esta demanda se encuentra considerada en el volumen de regulación.

3.1.8 Medición de gastos en sistemas

El tamaño y capacidad de los medidores deberá obedecer a un adecuado diseño hidráulico que evite condiciones de sub-medición y que a su vez permita registrar el máximo caudal requerido en el sistema de abastecimiento y/o distribución, sin presentar

excesiva pérdida de carga ni daño en ninguna de sus partes internas o externas debido a la presencia de caudales y presiones fuera del rango recomendado por el fabricante. Deberá utilizar medidores mecánicos de propela hasta un tamaño no mayor de 400 mm de diámetro (16 in.), para diámetros mayores se deberá utilizar medidores electromagnéticos bridados o de inserción cumpliendo con las recomendaciones de instalación del fabricante.

Con el objeto de tener información permanente de los consumos y de las variaciones de estos, la medición deberá seguir los procedimientos que a continuación se describen:

- Medir el servicio en el 100% de las tomas.
- Instalar medidores generales en los sistemas de abastecimiento, a la salida de los tanques o en líneas de alimentación a redes de distribución.
- En todos los proyectos es indispensable prever dispositivos de medición para poder obtener un registro y control de consumos.
- Para obras de extracción y/o aprovechamiento en fuentes de abastecimiento como pozos, presas, ríos, suministro de agua en bloque, así como para plantas potabilizadoras y estaciones de medición de sectores hidrométricos, se utilizarán medidores electromagnéticos con sensores integrados a un cuerpo sólido de hierro fundido o de acero inoxidable con extremidades bridadas, transmisor electrónico con pantalla de visualización del volumen acumulado en metros cúbicos (m³) y gasto instantáneo en litros por segundo (lps), memoria interna para registro de información (data logger), capacidad de enlace con sistemas de telemetría, y/o control a distancia, funcionamiento con batería interna y opción de suministro de corriente eléctrica.
- Para obras de regulación (tanques) y estaciones de bombeo, se utilizarán medidores de cuerpo sólido de hierro fundido o de acero inoxidable con extremidades bridadas, tipo mecánico de propela con totalizador de volumen en metros cúbicos e indicador de gasto instantáneo en litros por segundo. Se regirán conforme a la NOM-012-SCFI-1994 y al estándar AWWA C704 y todos sus componentes deberán apegarse a la especificación de fabricación y materiales que indica esta norma.
- En acueductos y líneas de conducción, se utilizarán medidores electromagnéticos bridados, estos últimos compuestos básicamente de un vástago con uno o varios sensores de velocidad y un transmisor electrónico con pantalla de visualización de volumen totalizado y gasto instantáneo, con capacidad de enlazarse a sistemas de telemetría y/o control a distancia, memoria interna de registro de datos (data logger), batería interna con opción de suministro de corriente eléctrica.

3.1.9 Obras de conducción

Se denomina obras de conducción, a la parte de sistema constituida por el conjunto de conductos y accesorios destinados a transportar el agua, procedente de la fuente de abastecimiento (punto de conexión) o estructura de regulación. Su capacidad se calcula para gasto máximo diario.

En el caso de la zona centro de la ciudad de Ensenada las conducciones están funcionando por gravedad en su mayoría, y de requerirse se le suministra agua por bombeo desde otro sector.

La conducción por gravedad o línea de conducción por gravedad en un sistema de abastecimiento de agua potable es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios y estructuras en donde el agua va desplazándose debido a su propio peso, partiendo de una fuente elevada (generalmente un tanque de almacenamiento), hasta llegar a los consumidores que se encuentran más abajo. Para el desplazamiento, el tipo de energía que se utiliza, es la energía potencial que trae el agua debido a su diferencia de altura.

Para este tipo de conducción se debe tener en cuenta:

- a) El empleo de tuberías en conducciones permite hacer el análisis hidráulico de los conductos, dependiendo de las características topográficas que se tengan. En cualquier caso, la velocidad mínima de escurrimiento será de 0.30 m/s. Para evitar sedimentación de partículas; y la velocidad máxima permisible para evitar erosión será de 5 m/s (Ver Tabla 6).

**Tabla 6. Velocidades máxima y mínima permisibles en tuberías
(Gobierno Estatal de Baja California, 2014)**

Material de la tubería	Velocidad (m/Seg)	
	Máxima	Mínima
Concreto pre esforzado	3.50	0.30
Acero con revestimiento	5.00	0.35
Acero sin revestimiento	5.00	0.30
Acero galvanizado	5.00	0.30
Fierro fundido	5.00	0.30
Hierro dúctil	5.00	0.30
Polietileno de alta densidad (PEAD)	5.00	0.30
PVC (policloruro de vinilo)	5.00	0.30

- b) El cálculo hidráulico en líneas de conducción se hará empleando la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad (44)$$

Donde:

Q= Gasto en m³/s.

Rh= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente geométrica del conducto (adimensional).

n= Coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional).

El coeficiente "n" representa las características internas de la superficie de la tubería. Su valor depende del tipo de material, calidad del acabado y el estado de la tubería (ver Tabla 6).

El radio hidráulico, es un parámetro importante en el dimensionado de canales, tubos, entre otros componentes de las obras hidráulicas, y mide el efecto de la forma del canal o tubo. Se define como la superficie de la sección transversal dividida por el perímetro mojado.

$$Rh = A / Pm \quad (45)$$

donde:

Rh= Radio hidráulico en m.

A= Área hidráulica transversal del flujo en m²

Pm= Perímetro mojado en m.

Y para determinar las pérdidas por fricción se utilizará la expresión:

$$Hf = KLQ^2 \quad (46)$$

siendo

$$K = \frac{10.293n^2}{D^{16/3}} \quad (47)$$

donde:

Hf= Pérdidas por fricción.

K= Constante para pérdidas por fricción en la tubería.

L= Longitud del conducto en metros.

Q= Gasto en metros cúbicos.

D= Diámetro interior de la tubería en metros.

- c) El cálculo consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción, las pérdidas locales en fontanería de alimentación a tanques, además de una carga diferencial necesaria para cierre en válvulas de control de nivel (de diafragma) hasta 300 mm (12") de diámetro de 3.5 m.c.a. arriba del nivel más alto de la fontanería del flotador.
- d) En el perfil de conducción, se hará el trazo de la línea piezométrica, que corresponde a los diámetros que satisfagan la condición de que la carga disponible sea mayor o igual a la pérdida de carga por fricción. Además, se revisarán clases de tubería con respecto a la línea estática (gravedad) y en sistemas de bombeo con la línea de sobrepresión.
- e) Cuando la topografía es accidentada, se localizarán válvulas de admisión y expulsión de aire (VAyEA) en los sitios del perfil donde se presente cambio de pendiente, en los puntos altos; para topografías planas se localizarán en puntos situados a cada 500 metros como máximo. Su diámetro será determinado en función del gasto de conducción y la presión.
- f) Así mismo, en los puntos bajos de la línea se proyectarán desfuegos de vaciado para mantenimiento de las tuberías, debiendo presentar diseño de los mismos.
- g) En caso de tener tramos obligados de tubería de acero expuesta a la intemperie, deberán preverse juntas de expansión.
- h) En tuberías con coplee, deberán diseñarse atraques en los cambios de dirección vertical y horizontal. Para presiones de trabajo mayores de 7 Kg/cm² (70 m.c.a.), deberá presentarse el diseño de los mismos; en presiones menores podrán utilizarse las dimensiones de los atraques para redes de distribución. Los atraques deberán ser colocados en suelos inalterados, fuera de rellenos; en el caso de que el suelo no tenga capacidad de carga mayor a 5 ton/m², estos deberán diseñarse de acuerdo a la resistencia del suelo. Cuando el suelo adyacente no presente buenas condiciones de confinamiento o sea alterado, deberán diseñarse por gravedad.

- i) Para instalación de tuberías localizadas en cauces de arroyos, deberá proponerse protecciones, para prevenir flotación y falla por socavación.

3.1.10 Tipos de tuberías

El diámetro mínimo de la tubería para redes de distribución será de 100 mm (4").

Los materiales de las tuberías utilizados serán los que a continuación se describen:

Tubería de policloruro de vinilo (PVC): esta tubería deberá cumplir con los estándares de la especificación AWWA C900-07 en diámetro de 100 mm (4") hasta 300 mm (12"), y según los estándares de la especificación AWWA C905-10 para diámetros de 355 mm (14") a 1220 mm (48").

Tubería de polietileno de alta densidad (PEAD); la tubería de polietileno de alta densidad deberá cumplir con los estándares. ASTM D-2657, ASTM D-3350 y PE4710; así como la norma NMX-E-018-CNCP-2012 referente a tubos de polietileno para la conducción de fluidos a presión, y los estándares AWWA C906-07, para diámetros de 100 mm (4") a 1600 mm (64") y para la instalación de tomas domiciliarias será de acuerdo a los estándares AWWA C901-08 de 13 mm (1/2") a 76 mm (3") de diámetro.

Tubería de acero: los tubos de acero pueden ser galvanizados, sin costura, con costura longitudinal o costura helicoidal. La norma NOM-B-177 maneja tubos de acero con o sin costura, negros o galvanizados. En el caso de instalación bajo la superficie, deberá protegerse catódicamente. Además, deberá cumplir con los estándares de ASTM A53, con un espesor mínimo de 6 mm (1/4"), para las cuales se deberá considerar su protección anticorrosiva interior y exterior (con excepción de las galvanizadas).

3.1.11 Instalación de tubería

Deben analizarse todas las condiciones de instalación de la tubería, especificando las protecciones requeridas cuando esto sea necesario. En especial se deben tener los siguientes aspectos:

- La profundidad mínima a nivel de lomo de tubo será de 1.20 m en diámetros de tuberías de hasta 300 mm (12"). Para diámetros mayores el colchón mínimo será de 1.50 m para evitar rupturas de los conductos ocasionados por cargas vivas.

- La profundidad máxima de la tubería a nivel de lomo de tubo será de 2.50 metros, y en casos extraordinarios quedará a juicio de la Autoridad Correspondiente.
- La red de distribución tiene la finalidad de proporcionar el servicio de agua potable al usuario en cantidad y calidad adecuada, con presiones que varíen de 1.5 a 5.0 Kg/cm² (15 a 50 m.c.a). El servicio se dará a base de toma domiciliaria en forma continua.
- El diámetro mínimo será de 100 mm (4 in). El material de las tuberías será de PVC hidráulico que cumpla con los estándares AWWA C-900-07, en diámetros de 100 mm (4in.) a 300 mm (12 in.) y AWWA C-905-10 para diámetros de 350 mm (14 in) a 1200 mm (48 in).

3.1.12 Cálculo hidráulico

La tubería se calculará con el gasto máximo horario.

- Redes abiertas. Se calcularán con el gasto acumulado que le corresponde a partir del gasto máximo horario.
- Redes de circuitos. Se calcularán de acuerdo con los gastos acumulados, deducidos de aquellos que les corresponda a las líneas de distribución que se tengan, utilizando el método de Hardy Cross para el equilibrio hidráulico de la red de circuitos. Los valores deberán presentarse tabulados como se indica en el anexo AP-10.13
- Presiones. Las presiones disponibles deberán calcularse en relación el nivel de la calle en cada cruce de la tubería principal o de circuito, admitiéndose como mínima de 15 m.c.a (1.5 Kg/cm²)

3.2 SOFTWARE PARA LA SIMULACIÓN DE REDES DE ABASTECIMIENTO

La moderna gestión de los abastecimientos de agua, requiere cada vez más la utilización de modelos de simulación hidráulica dada la complejidad del entorno de tuberías, depósitos y elementos de regulación que son necesarios para garantizar el transporte del caudal de agua requerido en condiciones de presión y calidad adecuadas. Teniendo en cuenta lo anterior, a continuación, se describen de manera general algunos softwares empleados para tal fin. En este documento, se describirá de manera más detallada el uso del EPANET 2.0, ya que fue el utilizado para llevar a cabo la simulación de dicha investigación.

3.2.1 WATER CAD v8:

Este software es propiedad de la casa Bentley de Estados Unidos, comercializadores de paquetes como Cybercad, StormCad y otros. Permite tanto el análisis hidráulico, simulación en periodo extendido y de forma estática así como la calidad de agua. Las ecuaciones que utiliza para realizar el análisis son Hazen-Williams, Darcy-Weisbach y Chezy-Manning, mientras que la metodología de solución que maneja es a través del método del gradiente. El entorno en el cual funciona es en Windows 2000/XP. Mínimo Pentium III a 1GHz (recomendado: Pentium 4 a 1.2 Ghz), requiere licencia MicroStation V8 XM, AutoCAD 2007 preferiblemente, pero se puede trabajar con las versiones 2004, 2005 ó 2006. La presentación de resultados que ofrece se basa por pantalla, tablas y gráficas. Las ventajas de este software ante otros son: fácil uso, facilidad de realizar cambios, excelente presentación de resultados, excelente ayuda tutorial y tiene herramientas de calibración, diseño y rehabilitación, utilizando algoritmos genéticos.

3.2.2 WaterGEMS

Es una herramienta adicional y opcional de WaterCAD. Permite el uso de centro de plataformas, interconectadas en un solo producto. Las plataformas que se pueden utilizar son las pertenecientes a los programas de Microstation, AutoCAD, ArcMap y la perteneciente a WaterGEMS que se llama "Stand-alone plataforma". La ventaja de este sistema es que sin importar la plataforma utilizada, WaterGEMS guarda la información de tal manera que no se compromete a la integridad de la misma y no se pierde velocidad. Una de sus características sobresalientes es que tanto usuarios de ArcGIS como de MicroStation pueden localizar la demanda de cualquier nodo, utilizando los datos de consumo de agua de los suscriptores, con una gran precisión sin generar ningún tipo de restricción en la información. También su uso permite al usuario utilizar toda la información que aparece en formato GIS sin tener que importar, exportar o transformar la información original.

3.2.3 PIPE 2000

Este software permite tanto el análisis hidráulico, simulación en periodo extendido y de forma estática así como la calidad de agua. Las ecuaciones que utiliza para realizar el análisis son Hazen-Williams y Darcy-Weisbach, mientras que la metodología de solución que maneja es a través del método de la teoría lineal. El entorno en el cual funciona es en Windows 95, 98, NT4, NT5 y XP. La presentación de resultados que ofrece se basa por pantalla, tablas, gráficas y en archivos de texto. Las ventajas de este software ante

otros son: Confiabilidad de resultados y capacidad de modelación y análisis. Sus desventajas ante otros son: entrada de datos complicada y no diseña.

3.2.4 GISRED

Este software fue elaborado por el grupo REDHISP del Departamento de Ingeniería Hidráulica de la Universidad Politécnica de Valencia, España. Este software permite tanto el análisis hidráulico, simulación en periodo extendido y de forma estática, así como la calidad de agua. Las ecuaciones que utiliza para realizar el análisis son Hazen-Williams, Darcy-Weisbach y Chezy-Manning, mientras que la metodología de solución que maneja es a través del método del gradiente. El entorno en el cual funciona es en Windows 95, 98, NT4, NT5, XP. La presentación de resultados que ofrece se basa por pantalla, tablas, gráficas y en archivos de texto. Las ventajas de este software ante otros son: contraste de resultados con fondos inteligentes y uso de algoritmos genéticos para calibración. Su desventaja ante otros es que no diseña.

3.2.5 EPANET

Kepa & Stańczyk-Mazanek (2014), describen a EPANET como un Software diseñado para simular los sistemas de distribución de agua potable, desarrollado por la Agencia de Protección del Medio Ambiente de los Estados Unidos (USEPA, Environmental Protection Agency) en 1994. En él se realizan simulaciones en periodo estático y extendido del comportamiento hidráulico, así como de la calidad del agua en redes de tuberías presurizadas. Las cuales por lo general constan de tuberías, nudos (conexiones entre tuberías), bombas, válvulas y tanques de almacenamiento o depósitos. EPANET determina el caudal que circula en cada una de las tuberías que conforman la red, la presión en cada uno de los nudos y las pérdidas por fricción que se originan esto durante un determinado periodo de simulación analizado en distintos intervalos de tiempo (L. A. Rossman). El Método que emplea EPANET para resolver las ecuaciones de continuidad en los nudos y las ecuaciones de flujo dinámico en las tuberías puede clasificarse como un método híbrido de nudos y mallas (Arellano & Alcubierre, 2002), al cual Todini y Pilati (1988) decidieron llamarlo "Método del Gradiente".

El entorno en el cual funciona es en Windows 95, 98, NT4, NT5 y XP. La presentación de resultados que ofrece se basa por pantalla, tablas, gráficas y en archivos de texto.

Una de las razones por las cuales se utiliza este software según Ramana, Sudheer y Rajasekhar (2015), es debido a que es de acceso libre, fácil uso, puede ser utilizado para la simulación de redes de abastecimiento simples y complejas, excelente presentación

de resultados y tiene la capacidad de analizar un número ilimitado de tuberías, nudos y tanques.

De igual manera está diseñado para ser una herramienta de gran utilidad en la evaluación de diferentes estrategias alternativas tales como utilización alternativa de las fuentes de suministro en sistemas que disponen de múltiples fuentes de abastecimiento, variación de los esquemas de bombeo y de llenado y vaciado de los depósitos y, determinación de conducciones que deben ser limpiadas o sustituidas.

Dentro de las características a destacar del motor hidráulico de EPANET, se tiene: no existe límite en el tamaño de la red que se desea analizar; el cálculo de las pérdidas por fricción en las conducciones se realiza mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, o Chezy-Manning; incluye pérdidas menores en elementos tales como codos, acoplamientos, entre otros accesorios; modela bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como velocidades de giro variables; calcula la energía consumida y el coste de bombeo de las estaciones; modela diferentes tipos de válvulas, incluyendo válvulas de regulación, válvulas de retención, válvulas de aislamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas de control de caudal, entre otros; permite el almacenamiento de agua en tanques que presentan cualquier geometría; considera la posibilidad de establecer diferentes categorías de consumo en los nudos, cada una de ellas con su propia curva de modulación; modela consumos dependientes de la presión que salen al exterior del sistema a través de emisores (rociadores, aspersores); y, puede determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el tanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal.

A continuación, se indican los componentes físicos que modela EPANET 2.0:

- **Nudos (conexiones)**

Los nudos son los puntos en donde se unen las líneas de conducción o por donde entra o sale el agua de la red. La información que requieren los nudos son: cota, normalmente sobre el nivel del mar, demanda de agua la cual puede variar con el tiempo y calidad del agua inicial.

Los resultados que se obtienen de los nudos a partir de la simulación son: altura piezométrica (energía interna por unidad de más del fluido), presión y calidad del agua.

- **Depósitos.**

Los depósitos representan una fuente externa infinita o un sumidero para el sistema y son utilizados para modelar lagos, ríos, acuíferos subterráneos y conexiones a otros sistemas. Sus principales características son su altura piezométrica o altura (hydraulic

head), que es igual a la altura por encima del nivel del mar si no se encuentra bajo presión.

- **Tanque**

Los tanques son nudos con capacidad de almacenamiento, donde el volumen de agua almacenada puede variar con el tiempo a lo largo de la simulación. Sus características principales son: cota (donde el nivel de agua es cero), diámetro (o geometría si no es cilíndrico), valores iniciales máximos y mínimos del nivel de agua y calidad del agua inicial

Nota. Los tanques operan limitados por sus niveles máximo y mínimo. EPANET detiene el aporte de caudal si el nivel del tanque esta al mínimo y detiene el consumo de caudal si el nivel del tanque se encuentra en su máximo.

- **Tuberías**

Las tuberías son líneas que llevan el agua de un punto de la red a otro, EPANET asume que todas las tuberías se encuentran completamente llenas en todo momento. La dirección que sigue el caudal en las tuberías es desde el extremo con mayor altura piezométrica hacia el de menor altura siguiendo siempre el sentido de la disminución de altura. c

Los parámetros hidráulicos más importantes a tener en cuenta en las tuberías son: nudos de entrada y salida, diámetro, longitud, coeficiente de rugosidad (para determinar pérdidas) y estado (abierta, cerrada, o con una válvula).

Los principales valores que se obtienen son: caudal, velocidad, pérdidas, factor de fricción de Darcy-Weisbach, variación de la velocidad de reacción (a lo largo de su longitud) y variación de la calidad del agua (a lo largo de su longitud).

- **Bombas**

Son los elementos que aportan energía al fluido incrementando su altura piezométrica. Sus características más importantes son su entrada y salida, así como su curva característica. Sus parámetros de salida más importantes son el caudal y la carga, el caudal fluye de manera unidireccionalmente dentro de las bombas EPANET no permite que la bomba trabaje fuera del rango que determina su curva característica.

- **Curva característica de una Bomba**

La curva característica representa la relación entre la altura y el caudal que puede desarrollar a su velocidad nominal. La altura es la energía que la bomba aporta al agua

y se representa en el eje vertical (Y) en metros (pies). El caudal se representa en el eje horizontal (X) en unidades de caudal. Una curva característica válida debe disminuir la altura a medida que aumenta el caudal.

EPANET utilizará diferentes tipos de curvas características dependiendo del número de puntos suministrados ver las siguientes figuras.

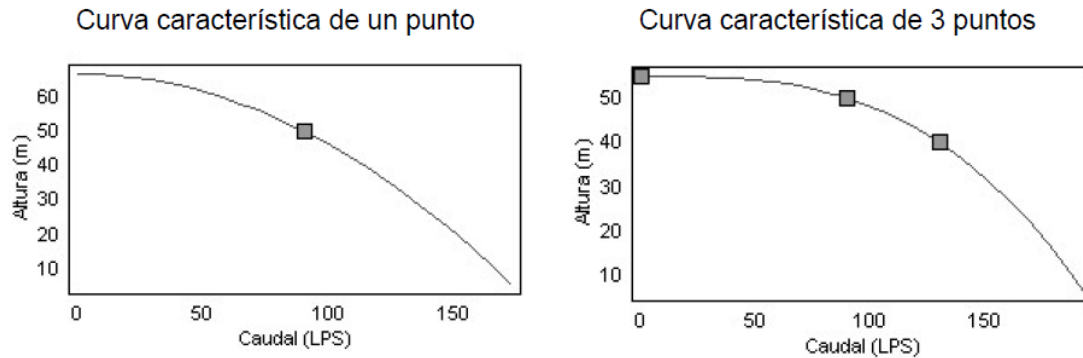


Figura 24. Curva característica de un punto y 3 puntos de bombas hidráulicas.

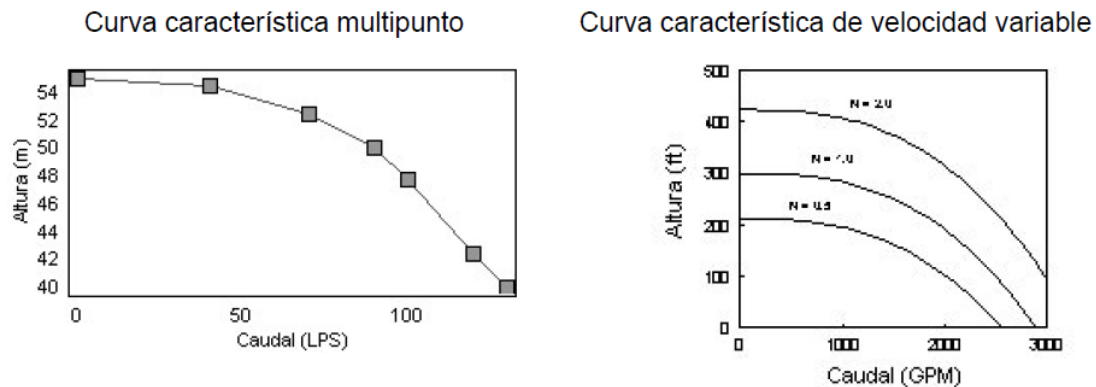


Figura 25. Curva característica multipunto y de velocidad variable.

• Válvulas

Son líneas que limitan la presión y el caudal en puntos específicos de la red. Sus parámetros característicos principales son: nudos de entrada y salida, diámetro, consigna, estado.

Los valores de salida que suelen ser el caudal y las pérdidas.

Los diferentes tipos de válvulas que maneja el software EPANET son:

- Válvulas Reductoras de Presión (VRP en español, en inglés PRV)
- Válvulas Sostenedoras de Presión (VSP en español, en inglés PSV)
- Válvulas de Rotura de Carga (VRC en español, en inglés PVB)
- Válvulas Controladoras de Caudal (VCQ en español, en inglés FCV)
- Válvulas Reguladoras por Estrangulación (VRG en español, en inglés TVC)
- Válvulas de Propósito General (VPG en español, en inglés GPV)

- **Patrones de tiempo.**

Un patrón de tiempo es una colección de factores que pueden aplicarse a una cantidad para representar que varía a lo largo del tiempo. Demandas en los nodos, alturas de depósitos, programas de bombas, y fuentes de calidad de agua pueden tener patrones de tiempo asociados. El intervalo de tiempo utilizado en todos los patrones es un valor fijo, determinado con las Opciones de Tiempo del proyecto. Dentro de éste intervalo la cantidad asociada permanece constante, igual al producto de su valor nominal y el factor en este periodo de tiempo. Además todos los patrones deben utilizar el mismo intervalo de tiempo, cada uno puede tener un diferente número de periodos. Cuando el reloj de la simulación exceda el número de periodos en el patrón, el patrón se reiniciará de nuevo al primer periodo.

4 SIMULACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

4.1 CATASTRO DE REDES

El catastro de redes de distribución de agua potable es un sistema de registro y archivo de información técnica estandarizada (fichas, planos, etc.) de los detalles técnicos de ubicación de tuberías, diámetros, rugosidad, válvulas, hidrantes, topografía y todo otro complemento o accesorio importante que se tenga incorporado o haga parte de las redes. Dicho catastro constituye una herramienta imprescindible para la obtención del estado de control del sistema de abastecimiento de agua. Es de condición básica para la operación y mantenimiento eficiente del sistema, además de servir de información inicial para la realización de estudios y proyectos de ampliación y mejoramiento del sistema de distribución. Específicamente, es importante para:

- Conocer primero y dominar después todo lo referente a los detalles técnicos y operacionales de la totalidad de los elementos que intervienen en cada uno de los sistemas mencionados.
- Implementar y actualizar el catastro de tuberías y accesorios indispensables para su operación y mantenimiento, así como para ejercer un mejor control sobre la operación de los respectivos sistemas.
- Apoyar la tarea de detección y localización de fugas y aportar información para su reparación oportuna.
- Ejecutar maniobras de operación y regulación con seguridad y exactitud, basándolas en el conocimiento preciso del lugar de ubicación y de las condiciones técnicas de operación de sus principales accesorios.
- Mantener actualizados los registros de nuevas incorporaciones y/o sustituciones de componentes de las redes.
- Servir como instrumento de análisis, evaluación, formulación y desarrollo de programas de control de pérdidas para fortalecer la gestión técnica y empresarial de la entidad prestadora del servicio.
- Servir como instrumento de apoyo para la elaboración de planes de desarrollo, planes de ordenamiento territorial y para la formulación y evaluación de proyectos de inversión.
- Servir como instrumento de entrada de datos para la simulación de las redes, con el fin de determinar, entre otros, la capacidad hidráulica del sistema y la factibilidad de

atender la demanda del servicio en las áreas de cobertura de la empresa y/o del municipio, etc.

La manera de llevar a cabo el catastro de redes en un sistema de agua potable es de la siguiente manera:

4.1.1 Plano maestro

El Plano maestro contiene la información de la representación geográfica y urbana del municipio o zona en la cual se realice el catastro. Con este plano se obtienen los aspectos tales como: calles, parques, zonas de comercio, áreas residenciales y áreas industriales, etc.

Para la elaboración de plano maestro se debe investigar si alguna dependencia del municipio cuenta con algún plano actualizado que contenga todos los aspectos anteriores, o en su caso, si se tiene un plano desactualizado se debe realizar las actualizaciones pertinentes.

Si ninguna de las dependencias mencionadas cuenta con dicha información se deberá llevar a cabo el levantamiento del plano de la zona.

A continuación en la Figura 26, se presenta el plano maestro proporcionado por la dependencia CESPE.



Figura 26. Plano maestro de zona centro enmarcada en el polígono azul, con un área de 4.10 km²

4.1.1.1 Elaboración de planos zonales

Este tipo de plano es recomendable realizarlo para zonas donde el número de habitantes sean superior a los 2500 (0); este plano facilita el manejo de la información contenida en cada zona identificada en el plano maestro y representa con mayor detalle tuberías, válvulas e hidrantes, así como la disposición de parámetros topográficos, etc.

Para la elaboración de este plano se requiere localizar las tuberías y accesorios que componen la red de abastecimiento, así como recopilar toda la información técnica (material, diámetro, longitud, edad, profundidad, etc), mediante la realización de sondeos (excavaciones).

En este estudio, la información con la que contaba la empresa prestadora del servicio de abastecimiento, es la presentada en el plano zonal de la Figura 27 y Figura 28.

Este tipo de plano es recomendable realizarlo para zonas donde el número de habitantes sean superior a los 2500 (0); este plano facilita el manejo de la información contenida en cada zona identificada en el plano maestro y representa con mayor detalle tuberías, válvulas e hidrantes, así como la disposición de parámetros topográficos, etc.

Para la elaboración de este plano se requiere localizar las tuberías y accesorios que componen la red de abastecimiento, así como recopilar toda la información técnica (material, diámetro, longitud, edad, profundidad, etc), mediante la realización de sondeos (excavaciones).

En este estudio, la información con la que contaba la empresa prestadora del servicio de abastecimiento, es la presentada en el plano zonal de la Figura 27 y Figura 28.

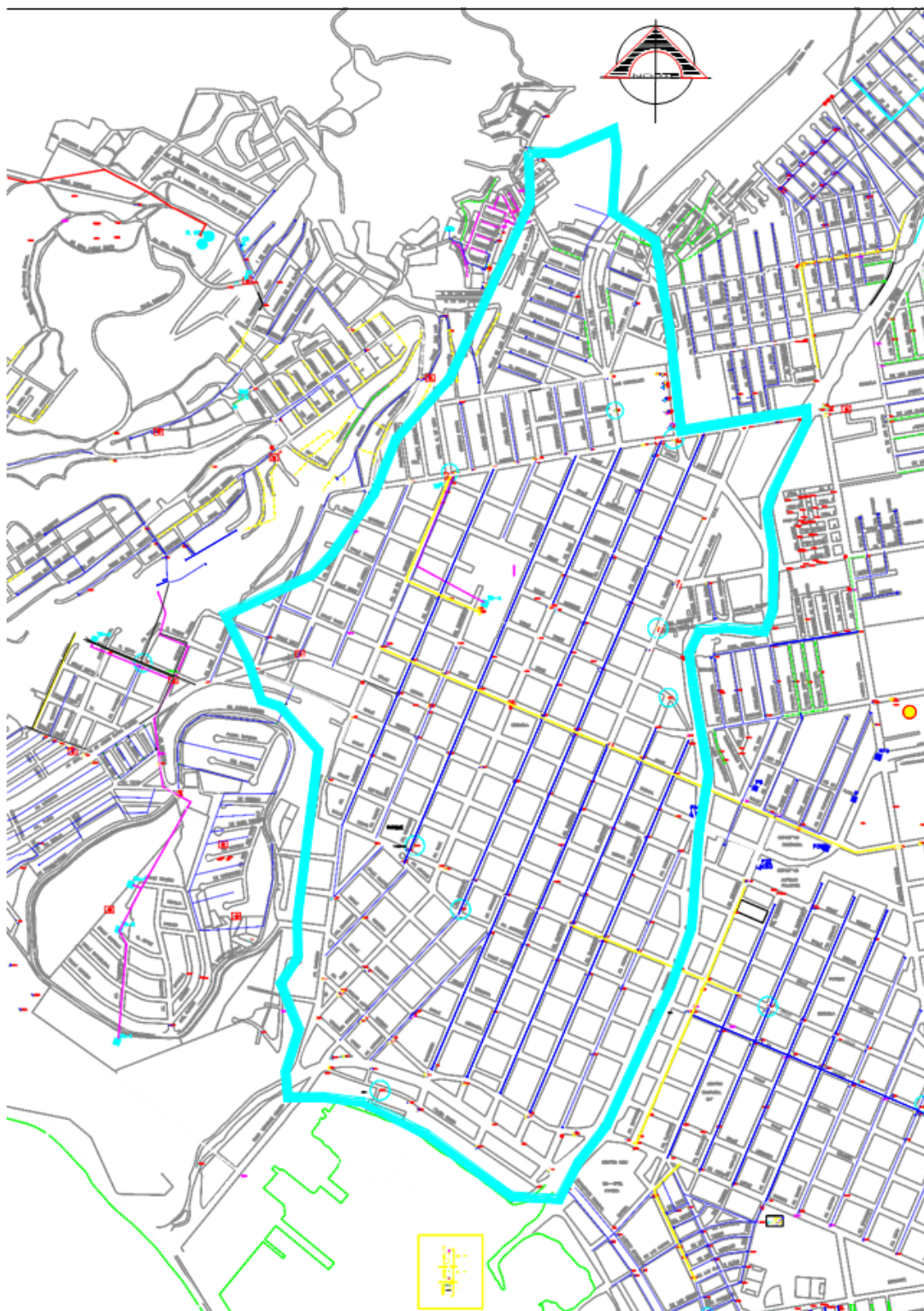


Figura 27. Plano de los tendidos de las tuberías en la zona centro, con diámetros, longitudes y accesorios instalados
Fuente: CESPE

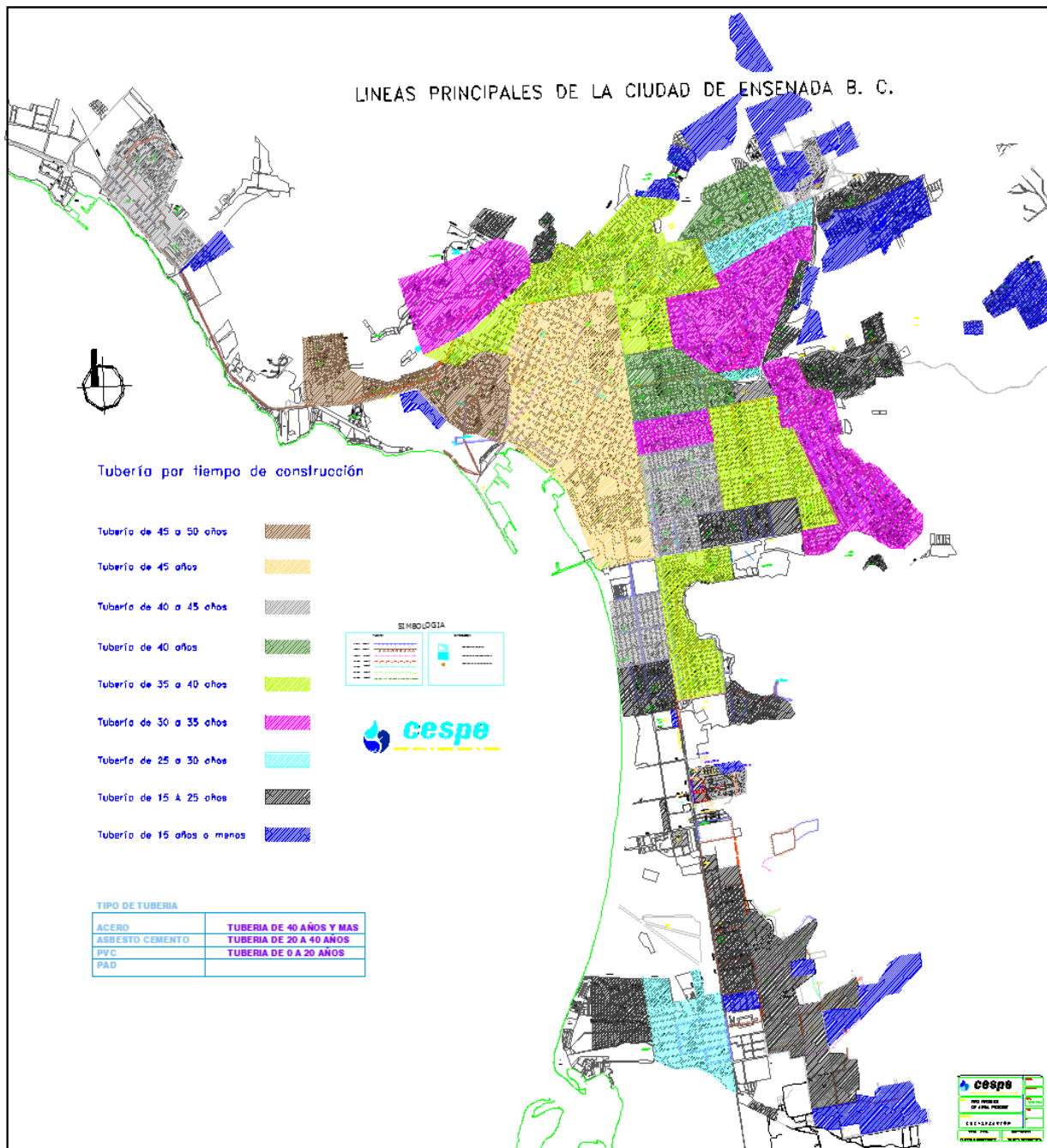


Figura 28. En esta figura se indican la edad y tipo de material de la tubería.
 Fuente: CESPE

Los planos topográficos con los que se contaba solo contenían curvas de nivel a cada 10 metros, por lo cual se realizó un levantamiento topográfico de la zona que comprende el estudio para validar y mejorar la información topográfica suministrada por el organismo operador. Para ello se procedió a identificar los puntos de control geodésicos (mojoneras) existentes de la página de INEGI de la zona en cuestión, sirviendo como base para obtener las coordenadas geográficas de las bombas, depósitos, válvulas, accesorios y nodos del sistema, las cuales fueron verificadas con la información topográfica obtenida de los planos existentes

Por otro lado, se elaboraron fichas técnicas con el propósito de confirmar el inventario técnico referente a los accesorios y las tuberías de la red, tales como: tipo de accesorio, tipo de tubería, materiales, diámetros, profundidades, fechas de instalación, etc. Utilizando las fichas en mención se permite actualizar los planos maestros y zonales, a consecuencia que las redes de distribución de agua potable son sometidas a frecuentes cambios ya sea por reparaciones o ampliaciones.

4.1.2 Catastro de Suscriptores.

El catastro de suscriptores es aquel en el cual se obtiene el conjunto de registros y procedimientos que permitan identificar, caracterizar y localizar los usuarios a que se les presta el servicio de agua potable, el cual es llevado a cabo mediante un censo.

El catastro en mención permite identificar el número real de usuarios, las tomas domiciliarias de agua potable, así como de sus características tales como: tipo de usuarios, tipo de conexión, continuidad del servicio, problemas técnicos, etc. También concede conocer el número de toma clandestina y fraudulenta que no son contabilizadas, el tipo de usuario al que corresponde, así como también, verificar la calidad y continuidad del servicio de agua potable prestado por el organismo.

Para el logro de dicho catastro es necesario organizar el personal y asignarles sus funciones, llevando a cabo un organigrama de trabajo donde se involucre a las personas que realizaran el censo, así mismo elaborando un cronograma de actividades el cual debe establecer las metas a alcanzar en un determinado tiempo. El organigrama de trabajo debe incluir al menos: un coordinador, quien dirija el censo de usuarios; un supervisor para verificar que las encuestas se lleven de manera correcta en campo; un procesador de datos, quien puede ser un grupo o persona encargada de verificar diariamente toda la información recabada en el censo; encuestadores, quienes realicen el censo mediante encuestas, de manera veraz y oportuna sobre cada uno de los conceptos definidos en ella; por último, asistentes técnicos, los cuales pueden pertenecer a una dependencia gubernamental o ser externos. Una vez que se han establecido los

anteriores, el supervisor entrega a cada encuestador el plano de las rutas, así como el formato de las encuestas que se utilizara para la recolección de información.

Municipio de Ensenada	
FORMATO DE ENCUESTAS ACUEDUCTO ENSENADA	
	Fecha: <input type="text"/>
	Manzana N°: <input type="text"/>
Dirección:	<input type="text"/>
Uso: <input type="text"/>	Num. de Familias: <input type="text"/> Num. de personas: <input type="text"/>
Conexión tipo: <input type="text"/>	Diámetro (pulg): <input type="text"/>
Medidor: Marca: <input type="text"/>	Estado: <input type="text"/>
Horarios que NO hay abastecimiento de agua (hora Militar):	
Lunes:	<input type="text"/>
Martes:	<input type="text"/>
Miercoles:	<input type="text"/>
Jueves:	<input type="text"/>
Viernes:	<input type="text"/>
Sabado:	<input type="text"/>
Domingo:	<input type="text"/>
Consumo (m^3): <input type="text"/>	Presión (m.c.a.): <input type="text"/>
Permiten realizar medición de presión:	<input type="text"/>
Horario de estancia de las personas en la vivienda:	<input type="text"/>
Observaciones:	<input type="text"/>

Figura 29. Formato empleado para la ejecución de censo de usuarios
Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se procede a elaborar un informe que contenga los resultados obtenidos en las encuestas, las dificultades encontradas en ellas y si estas fueron resueltas o no; los ajustes y novedades de la actualización del catastro de suscriptores; por último, las recomendaciones pertinentes a partir del análisis de los resultados del censo, para incorporar a los usuarios con tomas clandestinas, a los que no se les ha facturado y los que han cambiado el tipo de uso del recurso.

4.2 CREACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO DE LA ZONA CENTRO

Un modelo hidráulico es aquel que representa fielmente los parámetros hidráulicos como caudales y presiones, así como los parámetros físico-químicos de la calidad del agua que se producen dentro de un prototipo o sistema real de distribución de agua potable, lo cual permite prever y analizar dicha información ante cualquier modificación o actualización que ocurra en el sistema, soportando la toma de decisiones para el planteamiento de alternativas de optimización (REF-Norma Conagua). Sin embargo,

cabe destacar que en el modelo hidráulico de interés para la presente investigación, no se considera el comportamiento de los parámetros físico-químicos del agua.

Para obtener el modelo hidráulico de la red en estudio se trabajó con el paquete computacional EPANET 2.0. Para ello, primeramente se exportó el plano proporcionado por el organismo operador, el cual fue verificado y actualizado mediante la información técnica recopilada en el catastro de redes y conforme a la información contenida en el plano topográfico realizado. Entre dicha información se puede mencionar: la cota y demanda en los nodos; diámetro, longitud y coeficiente de rugosidad de las tuberías; diámetro, coeficiente de pérdidas y tipo de las válvulas o dispositivos; curvas características de las bombas; cota, niveles característicos y diámetro de los depósitos o tanques de almacenamiento y regularización, además de otros elementos que sirven para la reproducción el comportamiento hidráulico del sistema. A continuación se detalla la realización de algunas actividades que sirven para alimentar el modelo.

4.2.1 Curva característica de la bomba.

La curva característica de la bomba es un gráfico que relaciona la altura dinámica con el caudal que proporciona el equipo, como se ilustra en la figura siguiente. Dicha curva es proporcionada por el fabricante para los equipos de bombeo nuevos; sin embargo, para este trabajo con una curva elaborada a partir de la medición de caudales y alturas de bombeo. Esta curva característica es asignada a la bomba en el software EPANET 2.0, permitiendo la simulación hidráulica de la red de abastecimiento para un periodo extendido o con demanda variable, que es como sucede en la realidad.

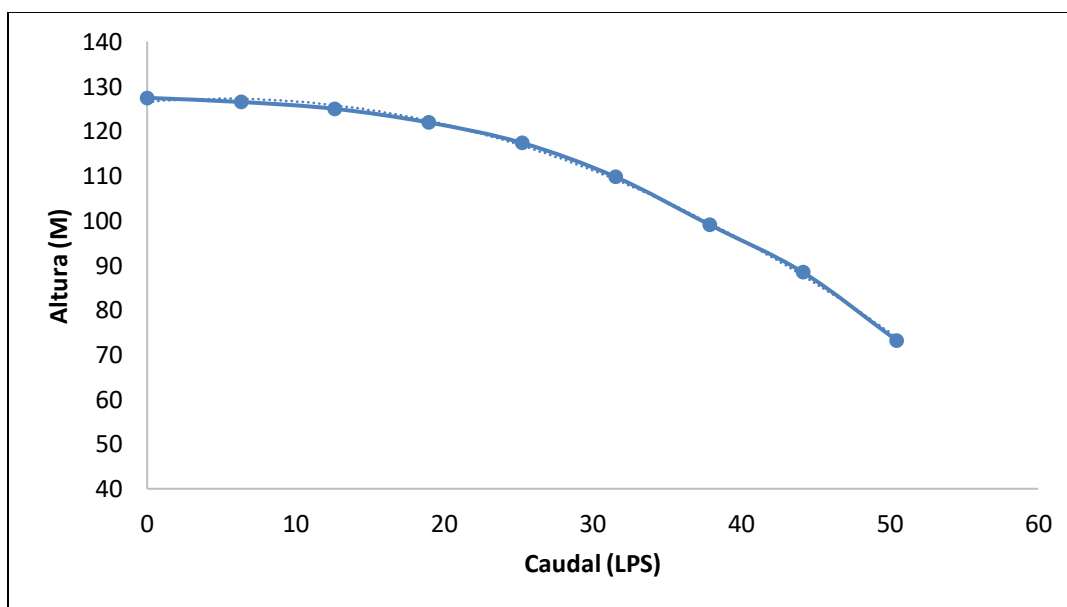


Figura 30. Curva característica de la bomba del cárcamo de bombeo utilizado en zona centro
Fuente: Fabricante de la bomba

4.2.2 Curva de variación horaria.

La curva de variación horaria es la representación del consumo (demanda) de agua de la población respecto al tiempo, esta curva de variación horaria de la demanda para una localidad. La información requerida para determinar la demanda promedio se obtiene de diferentes fuentes de información.

Primeramente se utilizan los registros del propio abastecimiento relacionados con la producción de agua en las fuentes, caudal o volumen de agua bombeado, caudal inyectado en los diferentes puntos de alimentación de la red, variación de niveles en tanques o depósitos de almacenamiento y/o regularización. Por otro lado se obtienen las lecturas de los micromedidores de los usuarios que sirven de base para la facturación. Estos volúmenes facturados podrán ser convertidos a caudales promedio.

Una vez obtenidos de esta manera para cierta tubería, los coeficientes de variación y curva de variación de la demanda se asumen válidos para cualquier otra tubería de la red, con independencia del número de usuarios a que da servicio, e incluso para los propios domicilios (Tzatchkov & Yamanaka, 2016).

4.2.2.1 Criterios de asignación

Existen diferentes formas de realizar la asignación de demanda cuando se parte de las facturaciones de los usuarios, las cuales se citan a continuación.

Asignación nodo por nodo

Este proceso consiste en relacionar cada usuario con un nodo del modelo y asignar su consumo a dicho nodo, buscando siempre referirlo al más cercano, o con el nodo que se puede considerar que abastece al usuario. Esta asignación consumo-nodo hacerla correctamente resultará bastante confiable, sin embargo resulta laboriosa. Vale la pena mencionar que en redes ramificadas la asignación es sencilla, pero en el caso de tener una red mallada, la relación se realiza con base al criterio del modelador.

Asignación de consumos por sectores

El proceso consiste en sumar el consumo de todos los usuarios que quedan dentro de un sector [Martínez, 1994], que se hacen coincidir con la planimetría o malla del modelo, obteniendo el consumo total del sector, para posteriormente repartirlo en partes iguales a los nodos que se quedan incluidos dentro del sector. La demanda en el nodo se obtiene sumando el consumo de todos los usuarios incluidos en el sector.

Para este tipo de asignación de consumo se emplean dos bases de datos: padrón de usuarios y el registro de facturación de los mismos. Estas se obtienen a partir de la información recopilada por el organismo operador.

4.3 Simulación y Calibración.

4.3.1 Simulación.

Una vez listo el modelo de la red a simular se procede a la simulación, con ella se obtendrá el comportamiento hidráulico del modelo, sin embargo cabe destacar que este comportamiento esta sin validar. Las siguientes etapas se dedican a la corrección y ajuste de los parámetros de la red, en otras palabras la fase de calibración del modelo.

4.3.2 Calibración

La calibración es el proceso de realizar ajustes en los parámetros del modelo, para conseguir que el modelo reproduzca las mediciones observadas a un grado razonable de precisión. Para lograr esto se inicia un proceso de retroalimentación del modelo numérico, para efectuar esto se deben realizar mediciones en campo de gasto y presión en las fuentes de suministro a la red y en distintos puntos de la red. Con la información que se obtiene se modifican los datos del modelo numérico hasta que los resultados de este sean similares a los que se midan en campo. En esta fase se siguen las siguientes etapas.

1. Selección de número de estaciones y ubicación

En primer lugar se deben seleccionar los puntos de medición de gasto y presión. En la tabla 1 se estima el número mínimo de puntos de medición de gasto y presión que se deben construir en puntos estratégicos de la red. La ubicación de las estaciones es una labor en la que se debe tratar de abarcar todas las zonas de presión de la red. Sitios de bifurcación de líneas mayores a 10", a las salidas de los cárcamos de distribución y tanques de regularización, puntos críticos de suministro y en general donde se estime que cubren zonas amplias.

No. De nodos del modelo de la red	Estaciones de medición
50	10 (5Q, 5P)
60	15 (7Q, 8P)
80	20 (11Q, 9P)
100	25 (13Q, 12P)
150	30 (17Q, 13P)
200	33 (19Q, 14P)
250	36 (20Q, 16P)
300	39 (22Q, 17P)
350	41 (24Q, 17P)

400	43 (25Q, 18P)
500	44 (26Q, 18P)

Tabla 7. Tabla empleada para selección del número de estaciones de toma de presión y caudal.
Fuente: Elaboración propia

Es importante considerar que al menos los puntos ubicados en los cárcamos o tanques ubicados antes de distribuir el agua a la red deben de tener macro medidores calibrados y medir durante todo el tiempo que dure la campaña, ya que posteriormente serán usados para homogeneizar la información.

3. Equipo de medición

Una vez decidido el número de estaciones de medición, se procede a la selección de los equipos de medición. En las fuentes de abastecimiento es común disponer de equipos de medición de gasto y presión, del tipo annubar o ultrasónicos. En este caso procede a efectuar una verificación del estado de estos equipos para saber si la información es confiable.

En las estaciones seleccionadas para medición de gasto, el equipo más recomendable es un tubo Pitot, que es uso más común en los sistemas o bien utilizar equipos ultrasónicos portátiles, si se cuenta con ellos. En cuanto a las estaciones seleccionadas de para medición de presión, el equipo más recomendable es un registrador de presión continua, que es uso común en los sistemas, siendo posible utilizarlos para medición de un día o de 7 días. En este caso es recomendable utilizar equipos calibrados para un día de medición y realizar cambios de formato cada 24 horas para verificar que todo funcione adecuadamente.

4. Tiempo de medición

El tiempo de medición en cada punto debe ser de mínimo 3 días de operación normal continua y el máximo 7 días. Normalmente no se cuenta con suficientes equipos para medir simultáneamente, por lo tanto, y con idea de no extender demasiado este periodo, debes disponer de entre 6 y 8 equipo para esta tarea.

5 RESULTADOS Y DISCUSIONES

5.1 CATASTRO DE REDES

La zona centro de la ciudad de Ensenada, está conformado por las siguientes colonias: Benito Juárez, Empleados, Las Fincas, Pórtico de Arboledas 1o y 2o, 3er Ayuntamiento, Zona centro (del Arroyo Eda. Al Oeste), Ave. Cuauhtémoc. En la zona hay un total de número de usuarios de 5517 en donde los tipos de usos de agua potable encontrados son el doméstico, comercial, industrial e institucional, en donde la población estimada corresponde a 25 884 habitantes.

Por otro lado, la red hidráulica está conformada por un tanque de almacenamiento Keki, redes de tuberías en PVC, acero y asbesto cemento (comprendidas entre los diámetros ½" hasta 14") y un cárcamo de bombeo.

El tanque keki fue construido en el año de 1980, está ubicado en las coordenadas N 31° 53.323' O 116° 37.421', es de forma cilíndrica teniendo un diámetro de 26m y una altura de 3.5m, se encuentra a una elevación de 68.37 metros sobre el nivel de mar, consta de 2 salidas de 10 pulgadas de las cuales el gasto promedio es 60 L y el gasto máximo es de 70 L. Y su capacidad de almacenamiento es de 1890 m³. En la Figura 31 se muestra la estructura del tanque Keki, apreciándose que fue construido en concreto armado y con una escalera en la parte externa para tener acceso al mismo en caso de requerirse de mantenimiento. Sin embargo, a pesar del buen estado estructural y de garantizar la estanqueidad del agua, en la Figura 31 se aprecia que se debe realizar un mantenimiento externo en la zona del tanque, debido a las plantas que están bordeándolo y en determinado momento pueden comprometer su hermeticidad.

Finalmente, el tanque cuenta con un sistema de telemetría que es usado para medir su tirante hidráulico, y así poder realizar la medición del volumen contenido en el mismo cada hora.



Figura 31. Tanque de almacenamiento Keki

La infraestructura de la red de tuberías por la cual es suministrada el servicio de agua potable consta de las siguientes características: Tiene una longitud total de 33 206.9 metros lineales de los cuales 5 156.9 son de asbesto cemento con una edad de 35 a 40 años, 28 050.0 m son de acero con una edad de 45 años, con diámetros de 2, 4, 6, 8, 10, 12 y 14 pulgadas. Así mismo, está conformada por 177 nodos, 4 estaciones reductoras de presión, 3 medidores de caudal análogos, 162 válvulas que se dividen en 157 válvulas de compuerta, 3 de retención o check y 2 de seccionamiento.

El sistema de distribución de la zona centro, cuenta con un cárcamo de bombeo localizado entre las calles 10 y 9 con avenida Espinoza, tiene 2 bombas hidráulicas de 100 hp las cuales suministran cada una de ellas un caudal de 50 lps, el agua es extraída de 6 pozos profundos (), la tubería de descarga del cárcamo de bombeo es de 8 pulgadas de diámetro. La forma de operar de estos equipos es la siguiente: una bomba permanece encendida durante las 24 horas del día suministrando 50 lps, mientras que la segunda sólo se prende cuando el nivel del agua dentro del tanque de almacenamiento alcanza un cierto nivel ó cuando el suministro de agua no es suficiente para satisfacer la demanda de la zona centro.

En la Figura 32 a) se observa la caseta de bombeo, donde se pueden observar los dos equipos de bombeo mencionados en el aparte anterior, incluso existe otro arreglo para ubicar una nueva bomba en caso de ser necesario. En la Figura 32 b) se encuentra el tablero eléctrico, el cual requiere mantenimiento para mejorar la instalación. La estructura

que contiene los elementos anteriores (caseta de bombeo), requiere pintura y mejorar los pisos, ventanas, orden y aseo de la misma.



Figura 32. a) Equipo de bombeo; b) Tablero eléctrico

De las Figura 27 y Figura 28 así como de las inspecciones en campo y con la ayuda de los ingenieros de CESPE encargados del mantenimiento de la red, se recabo toda la información necesaria para poder realizar el catastro de la red.

A continuación, en la Tabla 8 se presentan los parámetros correspondientes a las tuberías utilizadas para la conformación del modelo hidráulico de la zona de estudio.

Tabla 8. Tuberías que pasan por las avenidas y calles de la zona centro, indicando la longitud, diámetro y material de estas.

Avenidas	Entre Calles		Longitud (m)	Diámetro (in)	Material
20 noviembre	Ambar	11	660.3	4	Acero
	11	10	126.9	10	Acero
	10	9	115.0	10	Acero
	9	8	121.3	8	Acero
Ryerson	Ambar	11	736.2	4	Acero
	11	10	124.4	4	Acero
	10	6	496.5	4	Acero
	6	4	255.5	4	Acero
	4	2	208.3	6	Acero
	2	1	63.3	6	Acero
	1	Boulevard	149.1	6	Acero
	Boulevard	Puerto	214.8	6	Acero
	8	6	257.0	8	Acero
Moctezuma	Ambar	16	293.6	4	Acero
	14	11	305.0	8	Acero
	12	10	229.5	4	Acero

Avenidas	Entre Calles		Longitud (m)	Diámetro (in)	Material
	10	6	494.6	4	Acero
	5	4	121.5	4	Acero
	4	3	116.7	4	Acero
	3	2	14.7	4	Acero
Obregón	Ambar	11	894.9	4	Acero
	11	5	662.8	4	Acero
	5	4	121.2	4	Acero
	4	3	117.2	4	Acero
	3	2	121.8	4	Acero
	2	1	63.6	4	Acero
Ruiz	Niños héroes	Ambar	246.1	8	Asbesto cemento
	Ambar	14	598.8	4	Acero
	14	13	127.9	4	Acero
	13	11	254.3	10	Acero
	11	6	621.8	10	Acero
	6	5	89.1	10	Acero
	5	4	120.9	10	Acero
	4	3	117.7	10	Acero
	3	2	121.2	10	Acero
	2	1	115.5	10	Acero
	1	Boulevard	123.1	10	Acero
Gastelum	Ambar	16	432.5	4	Acero
	16	11	626.9	4	Acero
	11	6	622.3	4	Acero
	6	5	129.3	4	Acero
	5	4	120.7	4	Acero
	4	3	118.2	4	Acero
	3	2	120.7	4	Acero
	2	1	115.4	4	Acero
	1	Boulevard	128.7	4	Acero
Miramar					Acero
					Acero
	Ambar	11	1140.8	4	Acero
	11	6	623.5	4	Acero
	6	5	125.0	4	Acero
	5	1	517.0	4	Acero
	1	Boulevard	106.8	4	Acero
Macheros	5	1	529.7		Acero
Riveroll	Ambar	16	618.4	8	Acero

Avenidas	Entre Calles		Longitud (m)	Diámetro (in)	Material
	16	11	607.3	6	Acero
	11	6	628.7	4	Acero
	6	5	121.1	4	Acero
	5	1	512.2	4	Acero
Alvarado	12	11	122.7	4	Acero
	11	6	625.7	4	Acero
	6	5	117.1	4	Acero
	5	1	521.7	4	Acero
Blancarte	12	11	129.9	4	Acero
	11	6	624.5	4	Acero
	6	5	115.7	4	Acero
	5	1	543.7	4	Acero
Castillo	9	6	379.9	4	Acero
	6	5	117.1	4	Acero
	5	1	548.9	4	Acero
Cuauhtémoc	11	10	118.6	4	Asbesto cemento
Manuel M. de León	Ambar	Niños héroes	239.1	6	Asbesto cemento
Esteban Cantú	Ambar	Niños héroes	241.1	4	Asbesto cemento
Lázaro Cárdenas	Ambar	Niños héroes	246.7	6	Asbesto cemento
Aquiles Serdán	Ambar	Niños héroes	246.5	4	Asbesto cemento
Francisco I. Madero	Ambar	Niños héroes	244.2	6	Asbesto cemento
Venustiano Carranza	Ambar	Niños héroes	246.3	4	Asbesto cemento
Álvaro Obregón	Ambar	Niños héroes	246.3	4	Asbesto cemento
Claudio Sarabia	Niños héroes	Meléndez	17.6	6	Asbesto cemento
	Meléndez	Juan Osuna	60.9	6	Asbesto cemento
	Juan Osuna	Alberto Rodríguez	67.8	6	Asbesto cemento
	Alberto Rodríguez	Faraón Sarabia	63.3	6	Asbesto cemento
	Faraón Sarabia	Fabián Cien fuegos	69.0	6	Asbesto cemento
	Fabián Cien fuegos	Lerdo Gonzales	61.5	6	Asbesto cemento
	Lerdo Gonzales	Andrés Bañaga	66.9	6	Asbesto cemento
	Andrés Bañaga	Francisco Sarabia	66.5	6	Asbesto cemento
Pellejeros	Francisco Sarabia	Andrés Arreola	183.0	4	Asbesto cemento
Pedro Martinez	Fabián Cienfuegos	Alberto Rodríguez	129.7	3	Asbesto cemento
	José Higuera	Cien fuegos	123.4	3	Asbesto cemento
	Ezequiel Collins	Manuel Meza	65.3	4	Asbesto cemento
Sin nombre	Manuel Meza	SN	63.1	3	Asbesto cemento
Placido Mata	Pedro Martínez	Placido Mata	115.2	3	Asbesto cemento
	Niños héroes	José Higuera	285.0	8	Asbesto cemento

Avenidas	Entre Calles		Longitud (m)	Diámetro (in)	Material
	José Higuera	Ezequiel Collins	66.5	8	Asbesto cemento
Calle Ambar	Manuel M. León	20 noviembre	14.2	8	Asbesto cemento
	20 noviembre	Esteban Cantú	64.4	8	Asbesto cemento
	Esteban Cantú	Lázaro Cárdenas	74.8	8	Asbesto cemento
	Lázaro Cárdenas	Aquiles Serdán	86.0	8	Asbesto cemento
	Aquiles Serdán	Moctezuma	65.0	8	Asbesto cemento
	Moctezuma	Francisco I. Madero	10.7	8	Asbesto cemento
	Francisco I. Madero	Venustiano Carranza	95.8	8	Asbesto cemento
	Venustiano Carranza	Obregón	34.9	8	Asbesto cemento
	Obregón	Obregón	57.3	8	Asbesto cemento
	Obregón	Ruiz	101.2	8	Asbesto cemento
	Ruiz	Gastelum	144.4	8	Asbesto cemento
	Gastelum	Miramar	150.1	8	Asbesto cemento
	Miramar	Riveroll	156.6	8	Asbesto cemento
	Riveroll	Ruiz	78.8	8	Asbesto cemento
	Calle 16	Ruiz	Gastelum	81.2	6
Gastelum		Riveroll	246.1	6	Acero
Calle 13	20 nov	Moctezuma	289.5	12	Acero
	Moctezuma	Ruiz	208.6	10	Acero
Calle 11	Azteca	Ryerson	74.4	14	Acero
	20 nov	Ryerson	116.9	14	Acero
	Ryerson	Moctezuma	131.3	14	Acero
	Moctezuma	Obregón	118.0	14	Acero
	Obregón	Ruiz	122.9	14	Acero
	Ruiz	Gastelum	126.5	14	Acero
	Gastelum	Miramar	126.6	14	Acero
	Miramar	Riveroll	129.4	14	Acero
	Riveroll	Alvarado	122.8	14	Acero
	Alvarado	Blancarte	121.7	14	Acero
	Blancarte	castillo	117.9	14	Acero
Calle 10	Callejón de paso	Cuitláhuac	126.6	4	Acero
	Cuauhtémoc	20 noviembre	235.4	6	Acero
					Acero
	20 noviembre	Ryerson	116.6	6	Acero
Carretera Ense-Tij	Ahutzotl	Cuauhtémoc	319.9	6	Asbesto cemento
Calle 9	Cuitláhuac	Av 20 nov	337.3	8	Acero
Calle 8	Av 20 nov	Ryerson	109.4	8	Acero
Calle 6	Ryerson	Ruiz	369.6	14	Acero

Avenidas	Entre Calles		Longitud (m)	Diámetro (in)	Material
	Ruiz	Gastelum	132.2	10	Acero
	Gastelum	Miramar	127.0	10	Acero
	Miramar	Riveroll	122.9	10	Acero
	Riveroll	Alvarado	130.0	10	Acero
	Alvarado	Blancarte	122.0	14	Acero
	Blancarte	Castillo	125.1	14	Acero
	Castillo	Arroyo Ensenada	147.7	14	Acero
Calle 5	Moctezuma	Moctezuma	36.1	6	Acero
	Moctezuma	Obregón	96.5	6	Acero
	Obregón	Obregón	20.8	6	Acero
	Obregón	Ruiz	115.6	6	Acero
	Ruiz	Gastelum	122.9	6	Acero
	Gastelum	Miramar	128.7	4	Acero
	Miramar	Riveroll	123.1	4	Acero
	Riveroll	Alvarado	129.8	4	Acero
	Alvarado	blancarte	122.0	4	Acero
	Blancarte	Castillo	125.1	4	Acero
Calle 4	Castillo	Arroyo Ensenada	244.2	4	Acero
	Moctezuma	Obregón	118.6	4	Acero
	Obregón	Ruiz	116.9	4	Acero
Calle 3	Ruiz	Gastelum	122.2	4	Acero
	Moctezuma	Obregón	119.9	4	Acero
	Obregón	Ruiz	118.2	4	Acero
Calle 2	Ruiz	Gastelum	121.4	4	Acero
	Obregón	Ruiz	116.4	4	Acero
Calle 1	Ruiz	Gastelum	120.7	4	Acero
	Obregón	Ruiz	84.2	6	Acero
	Gastelum	Miramar	123.3	6	Acero
	Miramar			6	Acero
Calle Andrés Arreola	Pellejeros	Filarmónicas	123.5	4	Asbesto cemento

Fuente: Elaboración propia



**Figura 33. Curvas de nivel de zona centro obtenidas del levantamiento topográfico realizado en campo.
Fuente: Elaboración propia**

5.1.1 Levantamiento topográfico

En la Tabla 9 se indican las cotas topográficas de los nodos utilizadas para alimentar el modelo hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable de la zona centro, apreciándose las cotas topográficas más bajas con valores menores de 2 m sobre el nivel del mar y la más altas con valores superiores a los 50 m

El conocer estas cotas es de gran importancia en la alimentación del modelo, ya que, si a este se le dan valores equivocados, el comportamiento hidráulico no reflejaría lo que realmente sucede en las tuberías que hacen parte de la red. Viéndose esto reflejado en las presiones de los nodos, ya que el colocar en la cota un valor de 1m de más implicaría que la presión disminuyera 1 m de igual manera el colocar un valor de 1m menos que el real implicaría que la presión baje un 1m. Dando esto pauta al no poder llegar a la calibración de dicho modelo hidráulico.

Tabla 9. Cotas topográficas en los nodos que conforman el modelo de la red.

Nodo	Cota (m)	Nodo	Cota (m)
Conexión n1	50.8	Conexión n28	32.8
Conexión n2	38.8	Conexión n29	49.8
Conexión n3	33.7	Conexión n30	36.8
Conexión n4	65.8	Conexión n31	57.8
Conexión n5	37.7	Conexión n32	33.8
Conexión n6	29.6	Conexión n33	35.8
Conexión n7	22.3	Conexión n34	47.8
Conexión n8	17.2	Conexión n35	41.8
Conexión n9	15.8	Conexión n36	51.8
Conexión n10	27.9	Conexión n37	44.8
Conexión n11	42.8	Conexión n40	48.8
Conexión n13	27.0	Conexión n41	57.8
Conexión n14	30.0	Conexión n42	25.8
Conexión n15	12.8	Conexión n43	24.6
Conexión n16	11.5	Conexión n44	9.8
Conexión n17	13.8	Conexión n45	7.3
Conexión n18	25.8	Conexión n46	10.2
Conexión n19	31.8	Conexión n47	24.9
Conexión n20	33.8	Conexión n48	27.8
Conexión n21	55.8	Conexión n49	24.6
Conexión n22	33.8	Conexión n51	25.6
Conexión n23	54.8	Conexión n52	34.8
Conexión n24	33.8	Conexión n53	27.0
Conexión n25	49.8	Conexión n54	38.9
Conexión n26	30.8	Conexión n55	32.5

Nodo	Cota (m)	Nodo	Cota (m)
Conexión n27	33.8	Conexión n56	16.8
Conexión n56	16.8	Conexión n120	2.8
Conexión n57	7.8	Conexión n121	3.3
Conexión n58	6.9	Conexión n122	2.8
Conexión n60	6.8	Conexión n123	3.6
Conexión n61	3.6	Conexión n124	6.8
Conexión n63	22.9	Conexión n125	8.5
Conexión n64	20.8	Conexión n126	41.3
Conexión n65	17.8	Conexión n127	60.0
Conexión n66	15.8	Conexión n128	53.8
Conexión n67	6.8	Conexión n129	25.1
Conexión n68	5.8	Conexión n130	28.0
Conexión n70	5.3	Conexión n131	33.8
Conexión n71	4.2	Conexión n132	14.8
Conexión n72	5.8	Conexión n133	17.8
Conexión n73	4.8	Conexión n134	29.3
Conexión n74	9.8	Conexión n135	29.8
Conexión n75	6.8	Conexión n137	41.8
Conexión n76	5.8	Conexión n138	28.8
Conexión n77	4.8	Conexión n139	19.8
Conexión n78	6.8	Conexión n142	23.8
Conexión n79	5.8	Conexión n143	17.8
Conexión n80	4.8	Conexión n144	37.2
Conexión n81	2.8	Conexión n145	23.3
Conexión n82	1.8	Conexión n146	43.8
Conexión n83	7.8	Conexión n147	66.9
Conexión n84	6.8	Conexión n148	59.5
Conexión n85	4.8	Conexión n149	29.0
Conexión n86	2.8	Conexión n150	8.8
Conexión n87	6.8	Conexión n152	29.1
Conexión n88	15.0	Conexión n153	23.4
Conexión n89	5.8	Conexión n154	8.9
Conexión n90	6.8	Conexión n155	10.0
Conexión n91	7.8	Conexión n156	20.0
Conexión n92	1.8	Conexión n157	21.7
Conexión n93	1.8	Conexión n159	36.8
Conexión n94	0.8	Conexión n160	63.8
Conexión n95	1.8	Conexión n161	5.8
Conexión n96	2.8	Conexión n162	3.3
Conexión n97	3.2	Conexión n163	1.8

Nodo	Cota (m)	Nodo	Cota (m)
Conexión n98	3.8	Conexión n164	50.8
Conexión n99	1.8	Conexión n165	37.3
Conexión n100	3.2	Conexión n166	28.8
Conexión n101	3.1	Conexión n167	31.7
Conexión n102	2.8	Conexión n168	30.8
Conexión n103	3.1	Conexión n169	14.8
Conexión n104	48.8	Conexión n170	11.8
Conexión n105	38.8	Conexión n171	12.8
Conexión n107	10.8	Conexión n172	12.8
Conexión n108	8.8	Conexión n173	11.8
Conexión n109	7.0	Conexión n174	10.8
Conexión n110	12.1	Conexión n175	10.8
Conexión n111	7.3	Conexión n176	10.8
Conexión n112	5.8	Conexión n178	42.6
Conexión n113	4.8	Conexión n180	8.8
Conexión n114	3.8	Conexión n181	29.1
Conexión n115	5.8	Conexión n182	5.8
Conexión n116	10.8	Conexión n185	8.0
Conexión n117	7.8	Conexión n186	9.8
Conexión n118	3.4	Conexión n187	15.8
Conexión n119	2.8	Conexión n188	6.8
Conexión n189	7.8	Conexión 52	9.3
Conexión n190	11.3	Conexión 53	40.0
Conexión n191	2.8	Conexión 54	39.0
Conexión n192	5.8	Conexión 55	55.0
Conexión n193	6.8	Conexión 56	41.0
Conexión n194	6.0	Conexión 58	20.0
Conexión 39	27.3	Conexión 61	15.0
Conexión 60	8.8	Conexión 62	12.0
Conexión 2	21.5	Conexión 63	43.0
Conexión 3	20.7	Conexión 64	35.0
Conexión 4	15.0	Conexión 65	34.0
Conexión 5	11.1	Conexión 66	24.0
Conexión 6	7.5	Conexión 67	17.0
Conexión 7	6.8	Conexión 68	14.0
Conexión 8	8.9	Conexión 69	13.0
Conexión 9	23.2	Conexión 70	60.0
Conexión 10	17.8	Conexión 71	43.0
Conexión 11	16.4	Conexión 72	35.0
Conexión 12	15.6	Conexión 73	34.0

Nodo	Cota (m)	Nodo	Cota (m)
Conexión 13	13.3	Conexión 74	32.0
Conexión 14	9.7	Conexión 75	29.0
Conexión 15	7.2	Conexión 76	20.0
Conexión 16	6.1	Conexión 77	19.0
Conexión 17	9.0	Conexión 78	25.7
Conexión 18	17.4	Conexión 79	15.0
Conexión 19	15.6	Conexión 80	31.0
Conexión 20	15.7	Conexión 81	29.0
Conexión 21	13.5	Conexión 82	26.0
Conexión 22	15.6	Conexión 83	22.0
Conexión 23	12.1	Conexión 84	21.0
Conexión 24	7.5	Conexión 85	25.0
Conexión 25	7.6	Conexión 86	19.0
Conexión 26	6.4	Conexión 87	12.0
Conexión 27	5.3	Conexión 88	2.1
Conexión 28	20.8	Conexión 89	2.4
Conexión 29	13.2	Conexión 90	2.3
Conexión 30	14.5	Conexión 91	2.5
Conexión 31	12.8	Conexión 92	3.0
Conexión 32	16.5	Conexión 93	6.2
Conexión 33	6.2	Conexión 94	2.7
Conexión 34	8.6	Conexión 95	4.1
Conexión 35	6.4	Conexión 96	2.6
Conexión 36	5.5	Conexión 97	5.1
Conexión 37	5.7	Conexión 98	3.2
Conexión 38	40.5	Conexión 99	4.6
Conexión 40	30.4	Conexión 100	7.2
Conexión 41	20.6	Conexión 101	6.6
Conexión 42	18.5	Conexión 102	3.2
Conexión 43	15.8	Conexión 103	5.9
Conexión 44	10.1	Conexión 104	6.2
Conexión 45	6.0	Conexión 105	4.9
Conexión 46	6.8	Conexión 106	12.8
Conexión 47	43.0	Conexión 107	5.8
Conexión 48	37.0	Conexión 108	2.5
Conexión 49	17.5	Conexión 59	6.0

Fuente: Elaboración propia

5.1.2 Plano maestro empleado para la creación del modelo hidráulico

Finalizada la recolección de información técnica de la red de abastecimiento de agua potable de la zona centro, con los planos proporcionados por la dependencia Comisión Estatal de Servicios Públicos de Ensenada (CESPE) y la información recopilada en campo, se realizó el plano maestro el cual se muestra en la Figura 34, el área de estudio se encuentra delimitada por el polígono de color azul. Éste plano fue utilizado para crear el modelo hidráulico de la zona centro y así realizar la simulación.

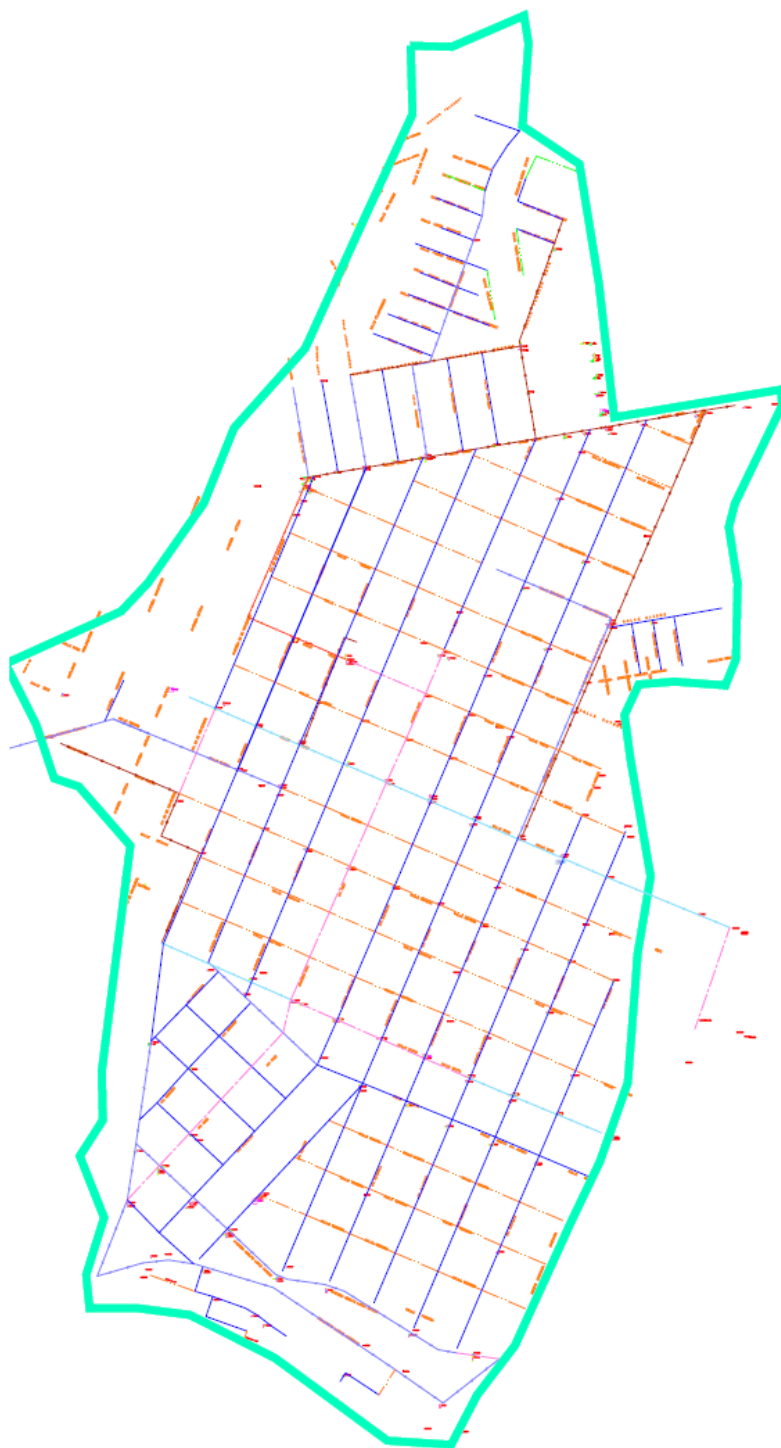
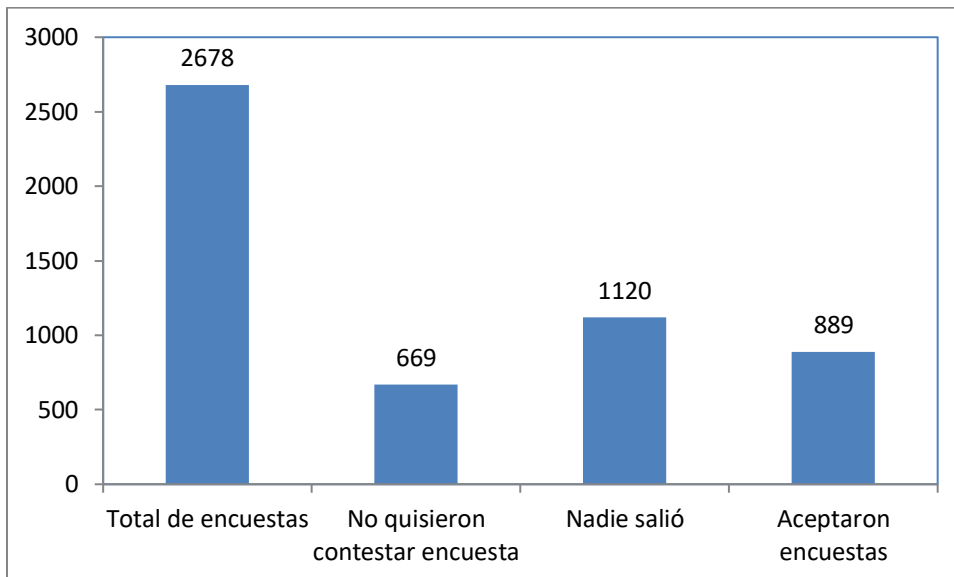


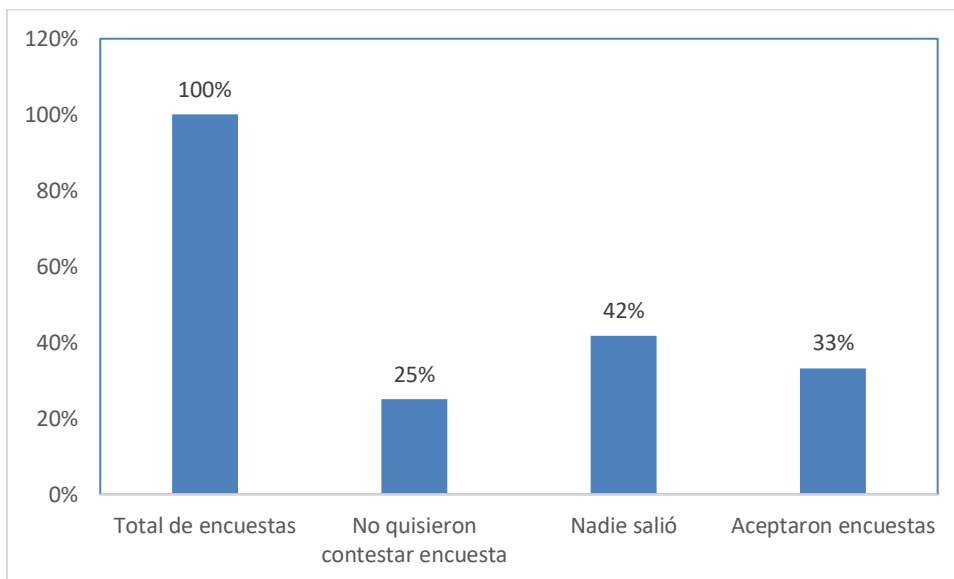
Figura 34. Plano maestro actualizado de zona centro.
Fuente: Elaboración propia a partir de información de CESPE

5.2 Catastro de usuarios

En las siguientes gráficas se muestran los resultados obtenidos en el catastro de usuarios.



Gráfica 1. Número de encuestas realizadas
Fuente: Elaboración propia



Gráfica 2. Resultados obtenidos en la gráfica 1 pero de forma porcentual.
Fuente: Elaboración propia

Una vez desarrolladas las encuestas que hacen parte del censo de usuarios de la zona, las principales conclusiones que se obtuvieron del mismo, están relacionadas con la problemática que desde hace algún tiempo se viene presentando en la ciudad y que por supuesto se evidencia en el área de estudio (zona centro de Ensenada), como son zonas con bajas y altas presiones, la calidad del agua no la hace apta para el consumo humano, racionamiento del servicio por la baja disponibilidad de agua para todo el casco urbano y fugas que no son atendidas eficientemente. A todo lo anterior, se suman los usuarios que se conectan de manera fraudulenta a las redes del sistema.

5.3 MODELO HIDRÁULICO EN EPANET 2.0

A continuación en la Figura 35 se presenta el modelo hidráulico de EPANET de la zona centro sin calibrar y sin el patrón de demanda, el cual consta de 282 nodos con diferentes cotas topográficas, 414 tramos de tubería de diámetros que van de $\frac{1}{4}$ in (6.35mm) hasta 16 in (406.4), 1 tanque de almacenamiento y un cárcamo de bombeo. La información de los parámetros requeridos para la alimentación del modelo fue la obtenida en el catastro de redes.

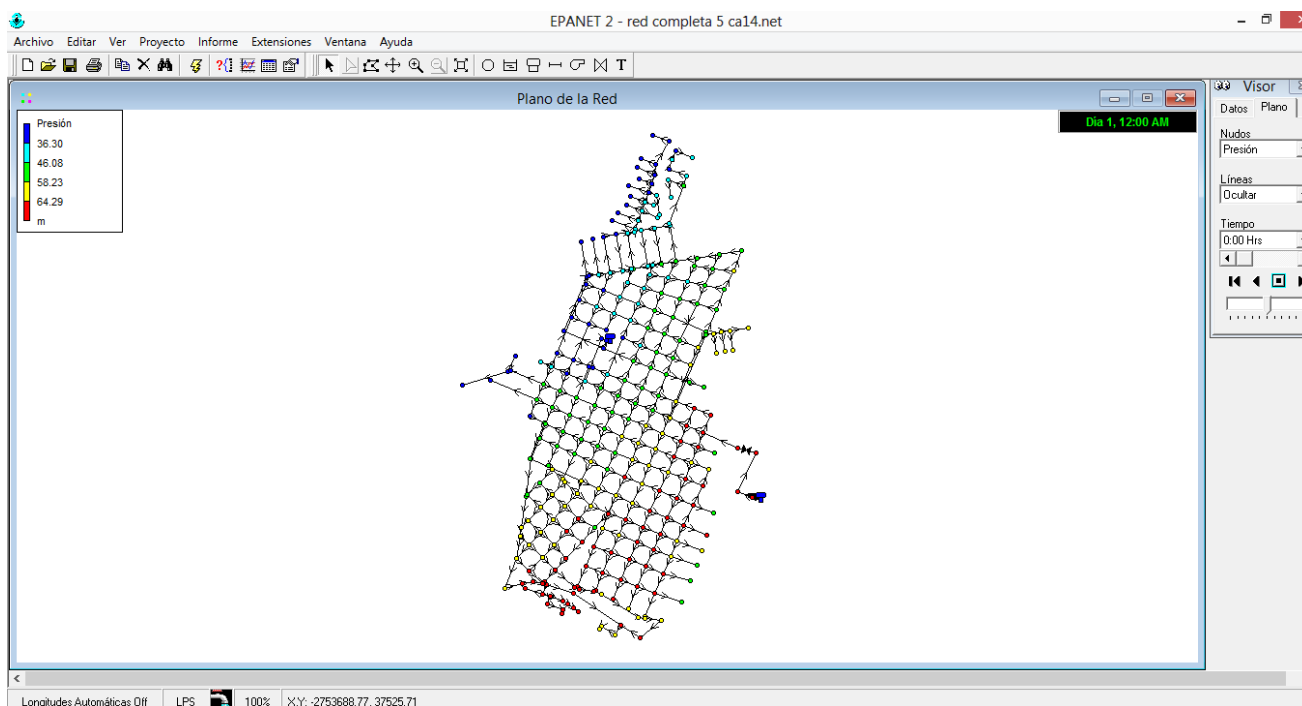


Figura 35. Modelo hidráulico de la zona centro en el software EPANET 2.0
Fuente: Elaboración propia

En la Figura 36 se observan las presiones obtenidas por el modelo. Estas van de 0 mca hasta 68 mca, las cuales están por encima de las presiones mínimas (15 mca) y máximas (50 mca) permitidas por las normas de diseño BC AAP y alcantarillado 2014. Siendo en la parte Sur y Este de la zona centro en la que se presentan las presiones por encima de las máximas establecidas, esto es debido a que estas zonas son las que encuentran a una altura más baja, y la diferencia respecto a la cota del tanque de almacenamiento es mayor dando como resultado presiones mayores

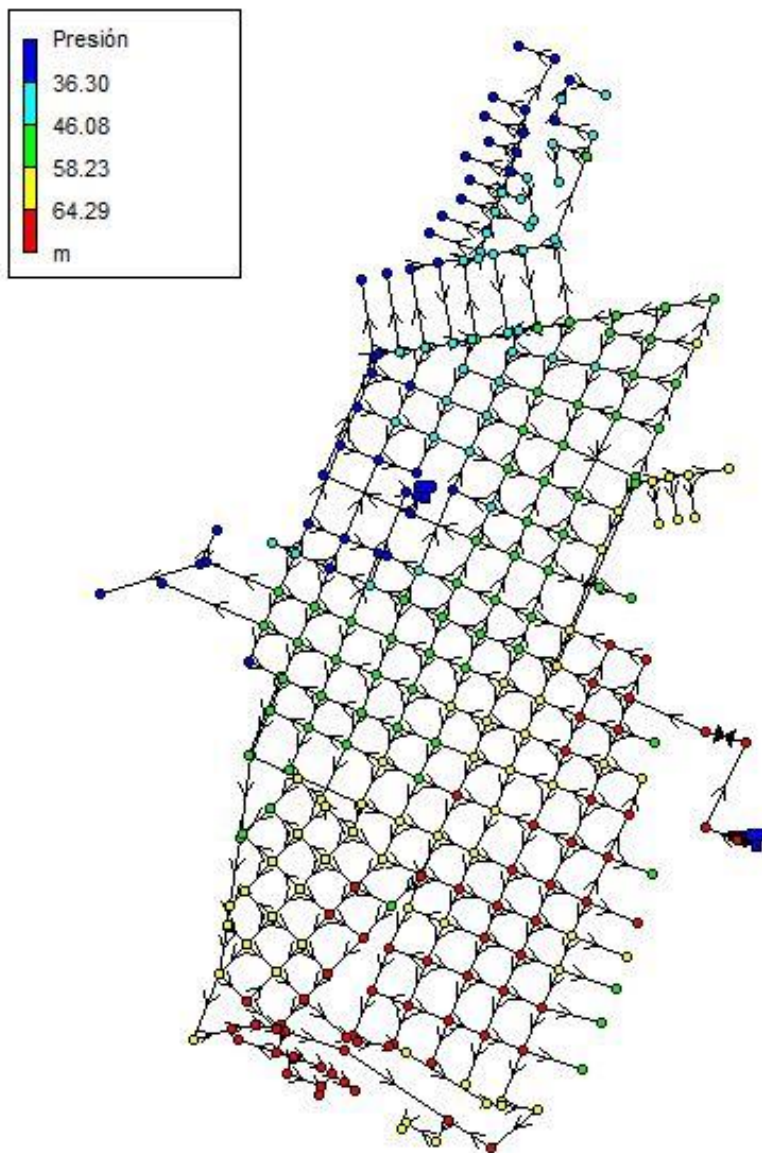


Figura 36. Presiones obtenidas en modelo
Fuente: Elaboración propia

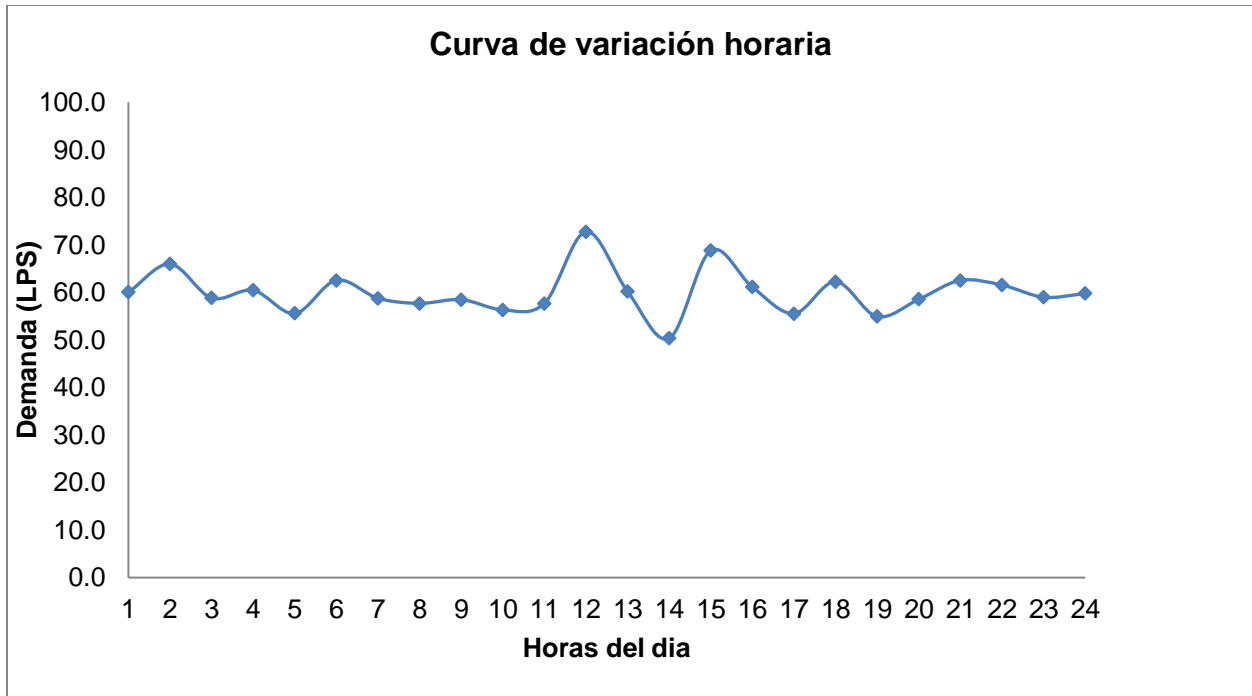
5.4 CURVA DE VARIACIÓN HORARIA

Para obtención de esta curva, CESPE proporciono los registros diarios de los tirantes hidráulicos del tanque de almacenamiento Keki con los cuales se obtuvo el caudal que es consumido en determinada hora del día. Dando como resultado los siguientes consumos de caudal en las 24 horas del día.

Tabla 10. Valores de consumo de agua de la población durante las 24 horas del día.

Hora	Caudal Lps
1	60.01
2	65.96
3	58.82
4	60.43
5	55.57
6	62.56
7	58.77
8	57.69
9	58.47
10	56.33
11	57.67
12	72.77
13	60.19
14	50.32
15	68.78
16	61.11
17	55.55
18	62.25
19	54.91
20	58.53
21	62.52
22	61.55
23	58.98
24	59.74

Fuente: Elaboración propia con datos proporcionados por CESPE



Gráfica 3. Curva de variación horaria de zona centro
Fuente: Elaboración propia con datos proporcionados por CESPE

En la Gráfica 3 se aprecia la curva de variación horaria obtenida para la zona centro, en ella se puede observar que la variación del consumo respecto al tiempo es muy similar siendo en el transcurso de medio día cuando es mayor la demanda a satisfacer.

5.4.1 Patrón de demanda

El patrón de demanda utilizado en el modelo para llevar a cabo la simulación es el siguiente. La forma de obtención del multiplicador consiste en dividir el valor de consumo entre el valor promedio de consumo.

Tabla 11. Patrones de demanda utilizados en el modelo hidráulico.

Hora	Consumo	Multiplicador
1	60.01	1.00
2	65.96	1.10
3	58.82	0.98
4	60.43	1.01
5	55.57	0.93
6	62.56	1.04
7	58.77	0.98

Hora	Consumo	Multiplicador
8	57.69	0.96
9	58.47	0.97
10	56.33	0.94
11	57.67	0.96
12	72.77	1.21
13	60.19	1.00
14	50.32	0.84
15	68.78	1.15
16	61.11	1.02
17	55.55	0.93
18	62.25	1.04
19	54.91	0.92
20	58.53	0.98
21	62.52	1.04
22	61.55	1.03
23	58.98	0.98
24	59.74	1.00

Fuente: Elaboración propia

5.4.2 Asignación de demanda a los nodos del modelo hidráulico

La demanda requerida por la población de la zona centro se muestra en la Tabla 12, en ella se aprecia el consumo promedio total que hay en cada una de las cuadras que conforman la zona centro.

Tabla 12. Demanda promedio total por cuadra en la zona centro.

Manzana	Consumo promedio total (m³)	Consumo promedio total (lps)
1	11	0.00
2	9	0.00
3	947	0.35
4	880	0.33
5	517	0.19
6	829	0.31
7	238	0.09
8	3953	1.48
9	2633	0.98
10	543	0.20
11	138	0.05
12	493	0.18

Manzana	Consumo promedio total (m³)	Consumo promedio total (lps)
13	437	0.16
14	2258	0.84
15	239	0.09
16	392	0.15
17	208	0.08
18	14	0.01
19	447	0.17
20	22	0.01
21	407	0.15
22	936	0.35
23	150	0.06
24	600	0.22
25	793	0.30
26	512	0.19
27	1213	0.45
28	737	0.28
29	229	0.09
30	22	0.01
31	310	0.12
32	5681	2.12
33	294	0.11
36	302	0.11
37	880	0.33
38	662	0.25
39	704	0.26
40	533	0.20
41	664	0.25
42	916	0.34
43	619	0.23
44	952	0.36
46	675	0.25
47	71	0.03
48	2468	0.92
49	1082	0.40
50	649	0.24
51	182	0.07
52	398	0.15
53	417	0.16
54	258	0.10
55	361	0.14

Manzana	Consumo promedio total (m³)	Consumo promedio total (lps)
56	5	0.00
57	304	0.11
58	614	0.23
59	112	0.04
60	416	0.16
61	609	0.23
62	606	0.23
63	851	0.32
64	307	0.12
65	162	0.06
66	288	0.11
67	523	0.20
68	351	0.13
69	426	0.16
70	414	0.16
71	531	0.20
72	67	0.03
73	470	0.18
74	1271	0.48
75	276	0.10
76	442	0.17
77	519	0.19
78	677	0.25
79	563	0.21
80	364	0.14
81	438	0.16
82	111	0.04
83	358	0.13
84	341	0.13
85	957	0.36
86	542	0.20
87	488	0.18
88	401	0.15
89	307	0.12
90	409	0.15
91	746	0.28
92	512	0.19
93	329	0.12
94	556	0.21
95	665	0.25

Manzana	Consumo promedio total (m³)	Consumo promedio total (lps)
96	1087	0.41
97	62	0.02
99	447	0.17
100	613	0.23
101	389	0.15
102	313	0.12
103	132	0.05
104	262	0.10
105	363	0.14
106	350	0.13
107	369	0.14
108	617	0.23
109	396	0.15
110	137	0.05
111	76	0.03
112	556	0.21
113	368	0.14
114	189	0.07
115	450	0.17
116	378	0.14
117	684	0.26
118	803	0.30
119	187	0.07
120	51	0.02
121	347	0.13
122	528	0.20
123	327	0.12
124	386	0.14
125	589	0.22
126	206	0.08
127	185	0.07
128	271	0.10
129	473	0.18
130	584	0.22
131	483	0.18
132	278	0.10
133	322	0.12
134	625	0.23
135	479	0.18
136	782	0.29

Manzana	Consumo promedio total (m³)	Consumo promedio total (lps)
137	218	0.08
139	193	0.07
140	456	0.17
141	510	0.19
142	712	0.27
143	486	0.18
144	119	0.04
145	315	0.12
146	666	0.25
147	199	0.07
148	75	0.03
149	162	0.06
150	369	0.14
152	182	0.07
153	973	0.36
154	1180	0.44
155	543	0.20
156	1558	0.58
157	235	0.09
158	470	0.18
159	629	0.24
160	269	0.10
161	11	0.00
162	1381	0.52
163	1666	0.62
164	1682	0.63
165	372	0.14
166	677	0.25
167	564	0.21
168	290	0.11
169	624	0.23
170	703	0.26
171	360	0.13
172	94	0.04
173	69	0.03
176	44	0.02
177	396	0.15
178	429	0.16
179	393	0.15
180	256	0.10

Manzana	Consumo promedio total (m ³)	Consumo promedio total (lps)
181	449	0.17
182	270	0.10
183	604	0.23
184	663	0.25
277	52	0.02

Fuente: Elaboración propia

5.5 SIMULACIÓN Y CALIBRACIÓN

5.5.1 Simulación

Una vez alimentado el modelo hidráulico con los valores de sus parámetros físicos e hidráulicos, tales como tuberías, válvulas, tanques de almacenamiento, bombas, curvas de variación horaria, cotas topográficas y demanda de agua, entre otros, se procedió a realizar la simulación dinámica del modelo hidráulico para estudiar el comportamiento de presiones y caudales que este tiene en el transcurso del día, respecto a la demanda de la población.

Para el análisis de las presiones se seleccionaron los nodos n31 y n103 ya que son nodos localizados en las cotas topográficas más altas en el caso del nodo n31 y más bajas en el nodo n103.

En la Figura 37 se observa el comportamiento de la presión en el nodo n31 durante las 24 horas del día, el cual al estar en una cota topográfica superior a los 50 m necesita superar una mayor carga hidráulica, debido a la diferencia de cotas existente entre los dos puntos, por lo cual se aprecian presiones muy bajas, encontrándose por debajo de lo permitido según la norma estatal (15 mca). Así mismo, la Figura 37 se infiere el comportamiento de la demanda por parte de la población localizada en el área de estudio, hay una menor demanda en las horas que van desde la 1:00 am hasta las 6:00 am, lya que en ese periodo las presiones son altas, después de las 6:00 am hay un incremento en la demanda de los usuarios, presentándose caídas en las presiones. Finalmente, a partir de las 8:00 pm hay una disminución en la demanda y por lo tanto las presiones nuevamente se incrementan.

En la Figura 38 se observa el comportamiento de la presión en el nudo n130 durante las 24 horas del día, como se localiza en una cota topográfica inferior a los 2m el esfuerzo necesario para superar la diferencia de carga hidráulica desde el tanque hasta este nodo es menor, por lo cual se registran presiones muy altas, y se encuentran por encima de lo permitido según la norma estatal (50 mca). Así mismo, de la Figura 38 se puede deducir el comportamiento de la población con relación a la demanda de consumo de agua: hay una menor demanda en las horas que van de la 1:00 am hasta las 6:00 am debido a que

en este periodo de tiempo las presiones son más altas, después de las 6:00 am hay un incremento en la demanda presentándose caídas en las presiones. Finalmente, a partir de las 8:00 pm hay una disminución en la demanda permitiendo que las presiones se incrementen.

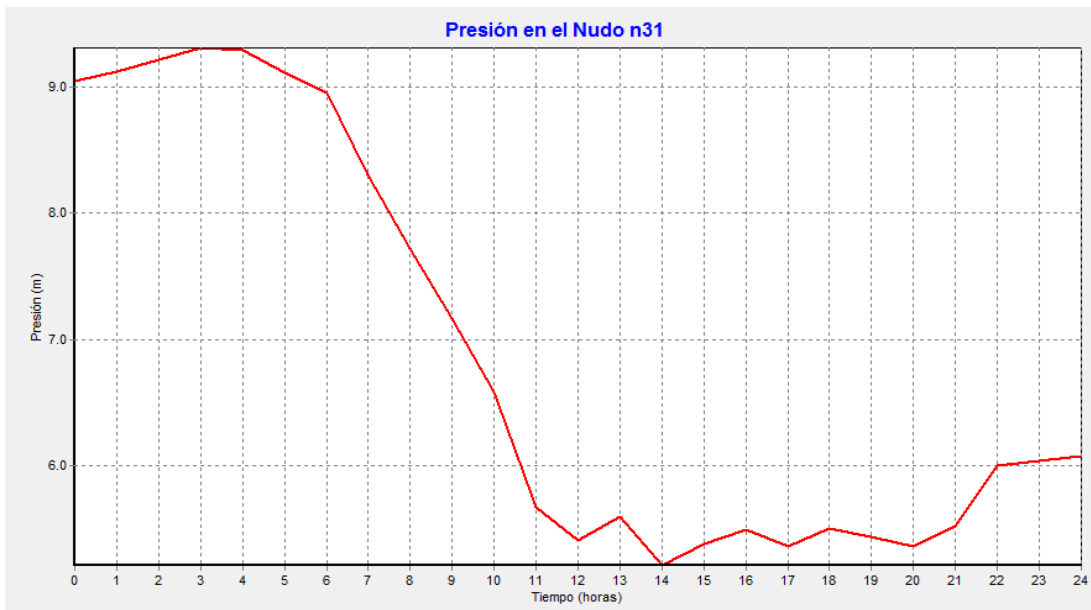


Figura 37. Evolución de la presión en el nudo n13 del modelo hidráulico
Fuente: Elaboración propia

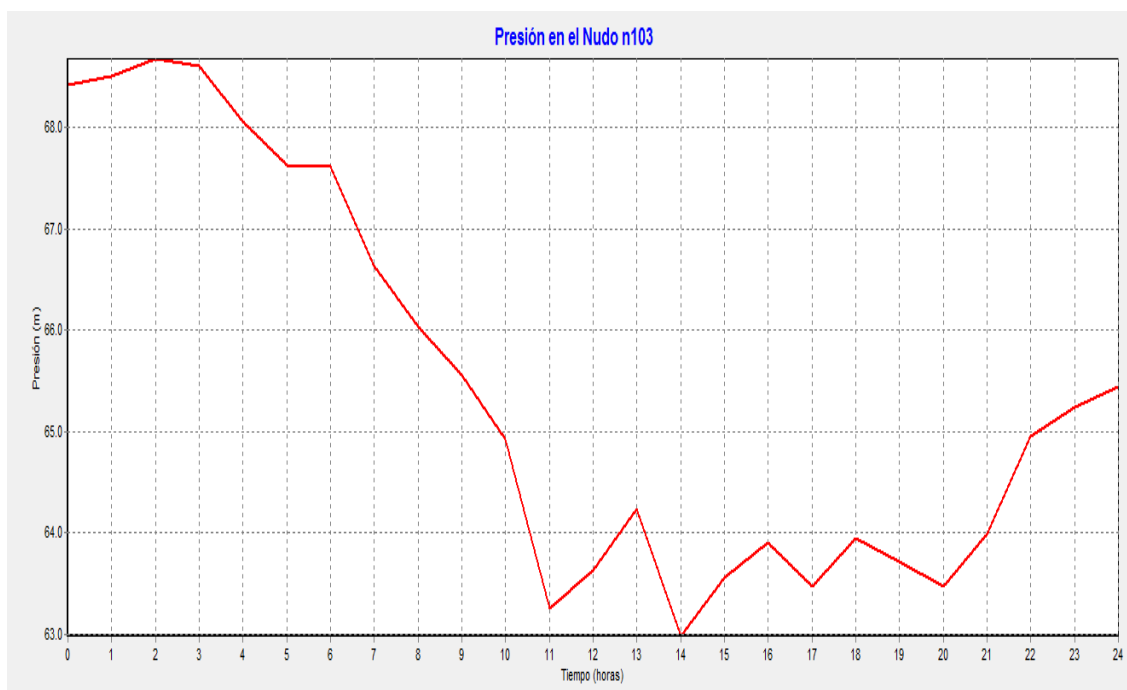


Figura 38. Evolución de la presión en el nudo n13 del modelo hidráulico
Fuente: Elaboración propia

5.5.2 Calibración del modelo

El proceso de calibración se realizó para lograr un comportamiento similar en las presiones del modelo y las registradas en campo, y consistió en modificar el parámetro más sensible que implique un cambio en las presiones del modelo. En el caso de los modelos hidráulicos de redes de distribución, uno de los parámetros más sensibles es el coeficiente de rugosidad de las tuberías, el cual depende de la edad y del material de la misma. En el modelo planteado los materiales de las tuberías así como su edad son los siguientes: las tuberías de asbesto cemento tienen una edad de 35 a 40 años, y el coeficiente obtenido para estas tuberías fue de 0.2, mientras que para las tuberías de acero con una edad mayor a los 45 años fue de 70 y por último, para las tuberías de PVC con una edad de 15 años se obtuvo un coeficiente de 0.85.

Los nodos seleccionados para el proceso de calibración son: n13, n78, n31, n33, n150, n66, n14, n88 y n103, ya que se encontraban en zonas estratégicas, es decir en zonas topográficas altas, bajas e intermedias, así mismo, están conectados a la línea que es alimentada por el cárcamo de bombeo. En la Figura 39 se muestran los valores medios de las presiones observadas contra las presiones calculadas por el modelo, donde se aprecian que los valores observados y calculados son semejantes indicando que el modelo ha sido calibrado y se puede utilizar para hacer análisis del comportamiento hidráulico del modelo y para la toma de decisiones.

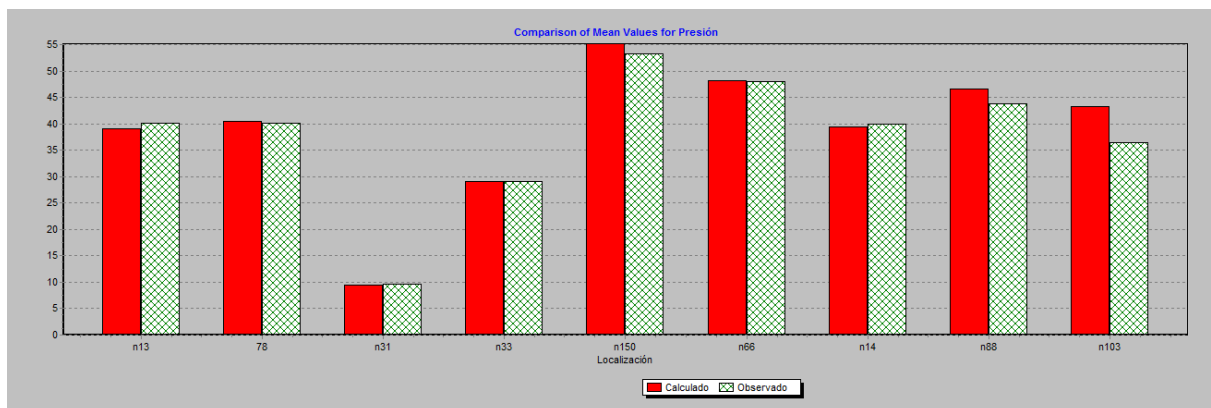


Figura 39. Comparación de la presión media en los puntos de control
Fuente: Elaboración propia

5.5.3 Optimización del modelo

La optimización del modelo consistió en reducir las presiones en la zona, las cuales se presentaban por encima de los 50 mca, por lo tanto, se realizó un análisis exhaustivo localizando las tuberías que más afectarían dicho sector, siendo el tramo de tubo ubicado

en la calle Ruiz entre calle 10 y 9, en donde se tiene este fenómeno de altas presiones, y, por lo tanto, al cerrar dicha tubería éstas disminuirían considerablemente. Lo anterior impacta de manera positiva ya que, sin necesidad de realizar mayores inversiones, sólo aislando el tramo, se evitarán fallas en las tuberías de esta zona, ocasionando menos pérdidas de agua.

En la Figura 40 se aprecia la reducción de presión de la zona a las 7:00 am. En ella se observa que el rango en el modelo optimizado las presiones se encuentran en valores van hasta un máximo de 58 mca mientras que en la Figura 41 del modelo no optimizado las presiones se encuentran con valores máximos de 64 mca. Habiendo así una reducción en la presión.

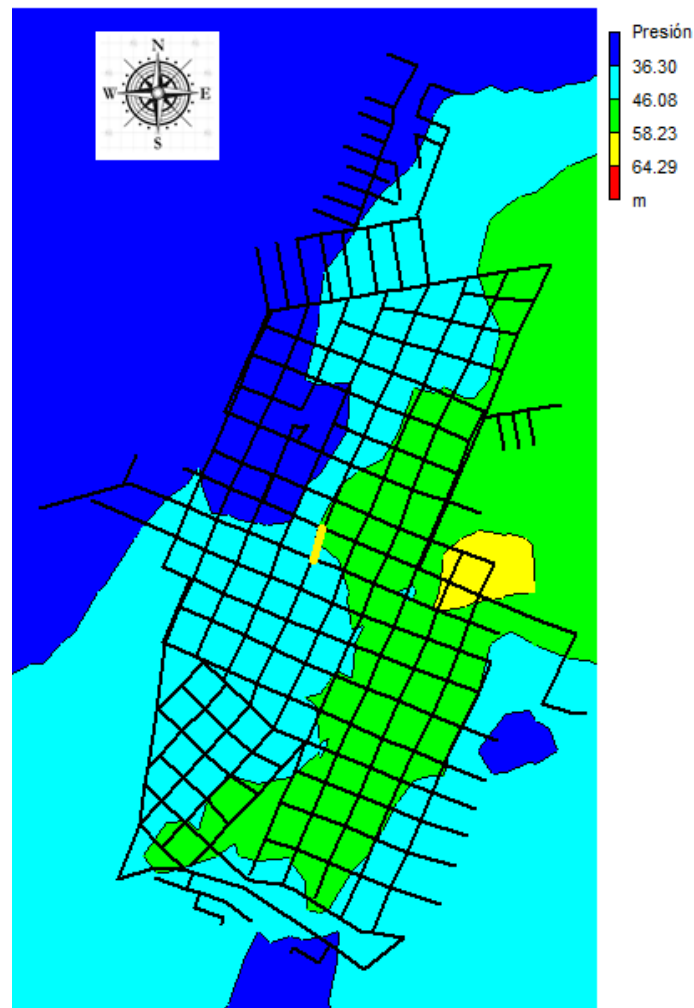


Figura 40. Modelo optimizado
Fuente: Elaboración propia

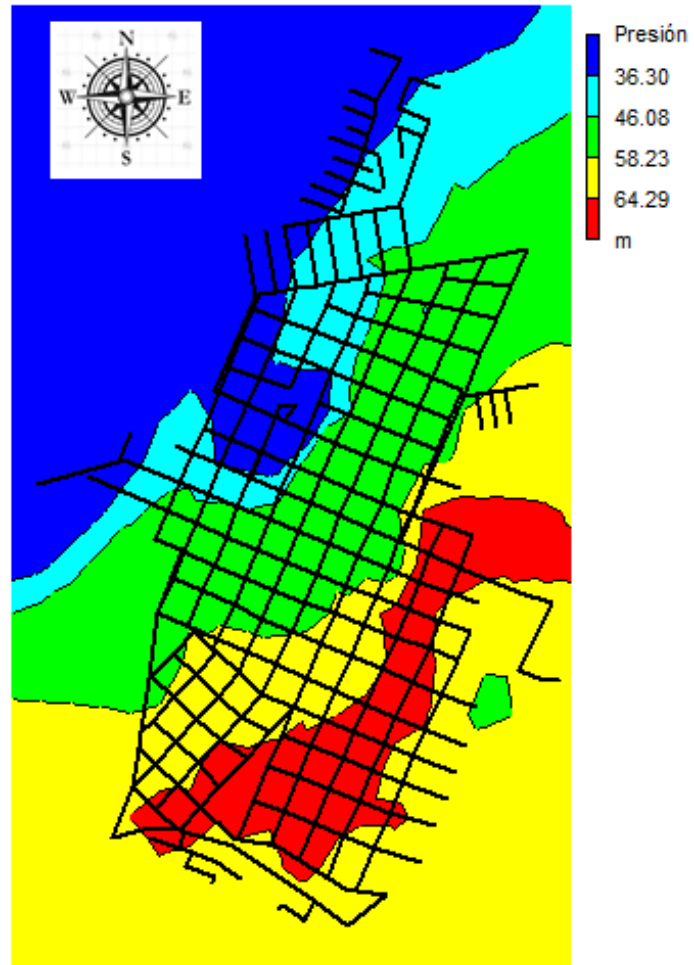


Figura 41. Modelo sin optimizar
Fuente: Elaboración propia

6 Conclusiones

Mediante la realización de un catastro de redes se encontró que el plano maestro proporcionado por el organismo operador no está actualizado, presentando información faltante e incorrecta del trazado de la red de abastecimiento, así como de los dispositivos y válvulas contenidos en el sistema. Además, dicho plano no incluía las cotas topográficas de los elementos del esquema de la red estudiada, por lo cual se obtuvieron a partir de un levantamiento topográfico. Con ello se generó un nuevo plano maestro actualizado de la red de abastecimiento de la zona centro de la ciudad de Ensenada. Cabe destacar que en la zona en mención, se desconoce el comportamiento del consumo horario, por lo cual se elaboró una curva de variación horaria del consumo promedio, utilizando un registro mensual de 5 años de la demanda del recurso hídrico. También, se encontró que se ignora el comportamiento de las presiones en cualquier punto de la red para cualquier hora del día, por lo cual se realizaron mediciones en 8 puntos estratégicos del sistema durante una semana, permitiendo obtener un registro horario de valores promedio de la presión en dichos puntos, donde se observó que se presentan presiones fuera del rango permitido por las normas del estado (15-50 mca).

Contemplando todo lo anterior e información detallada en el presente documento, se logró realizar la simulación en EPANET 2.0 del comportamiento hidráulico de la red de abastecimiento estudiada. Así mismo, se llevó a cabo la calibración del modelo comparando las presiones simuladas con las medidas en campo, realizando modificaciones en el coeficiente de rugosidad de todas las tuberías del sistema y en el diámetro de 5 tuberías que existen, pero que se desconocen sus características. Mediante este modelo se estudiaron distintos escenarios y se propone sectorizar el sistema mediante el cierre de la tubería localizada en la calle Ruiz entre 10 y 9.

7 BIBLIOGRAFÍA

- Al-Zahrani, M. a. (2013). Modeling and Simulation of Water Distribution System: A Case Study. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39(3), 1621–1636. <http://doi.org/10.1007/s13369-013-0782-z>
- Alves, Z., Muranho, J., Albuquerque, T., & Ferreira, A. (2014). Water distribution network's modeling and calibration. A case study based on scarce inventory data. In *Procedia Engineering* (Vol. 70, pp. 31–40). Elsevier B.V. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.005>
- Annus, I., & Vassiljev, A. (2015). Different approaches for calibration of an operational water distribution system containing old pipes. *Procedia Engineering*, 119(1), 526–534. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.900>
- Arellano, R. P., & Alcubierre, S. G. (2002). abastecimiento de la ciudad de Córdoba mediante EPANET.
- Atiquzzaman, M., & Liong, S. (2004). Using shuffled complex evolution to calibrate water distribution network model. *Journal of Civil Engineering (IEB)*, 32(2), 111–119. Retrieved from <http://www.jce-ieb.org/pdfdown/ce320202.pdf>
- Berardi, L., Laucelli, D., Ugarelli, R., & Giustolisi, O. (2015). Hydraulic system modelling: Background leakage model calibration in Oppegård municipality. *Procedia Engineering*, 119(1), 633–642. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.916>
- Bhave, P. R. (1988). CALIBRATING WATER DISTRIBUTION NETWORK MODELS, 114(1), 120–136.
- Boano, F., Scibetta, M., Ridolfi, L., & Giustolisi, O. (2015). Water distribution system modeling and optimization: A case study. In *Procedia Engineering* (Vol. 119, pp. 719–724). Elsevier B.V. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.925>
- Boulos, P. F., & Altman, T. (1993). An explicit approach for modelling closed pipes in water networks. *Applied Mathematical Modelling*, 17(8), 437–443. [http://doi.org/10.1016/0307-904X\(93\)90119-2](http://doi.org/10.1016/0307-904X(93)90119-2)
- Boulos, P. F., & Wood, D. J. (1991). An Explicit Algorithm for Calculating Operating Parameters for Water Networks. *Civil Engineering Systems*, 8(2), 115–122. <http://doi.org/10.1080/02630259108970614>
- Burrows, R., Crowder, G. S., & Zhang, J. (2000). Utilisation of network modelling in the operational management of water distribution systems. *Urban Water*, 2(2), 83–95. [http://doi.org/10.1016/S1462-0758\(00\)00046-7](http://doi.org/10.1016/S1462-0758(00)00046-7)

- Castro, M., Hidalgo, X., & Poveda, R. (2003). *Sobre la modelación hidráulica en obras de saneamiento básico. Departamento de Ciencias del Agua Escuela Politécnica Nacional.*
- Cheng, W., & He, Z. (2011). Calibration of Nodal Demand in Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 137(1), 31–40. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000093](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000093)
- Cheng, W. P., Yu, T. C., & Xu, G. (2014). Real-time model of a large-scale water distribution system. In *Procedia Engineering* (Vol. 89, pp. 457–466). <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.212>
- Colebrook, C. F., Blench, T., Chatley, H., Essex, E. H., Finnicome, J. R., Lacey, G., ... Macdonald, G. G. (1939). Turbulent flow in pipes, with particular reference to the transition region between the smooth and rough pipe laws. *Journal of the Institution of Civil Engineers*, 12(8), 393–422.
- den Toonder, J. M. J., & Nieuwstadt, F. T. M. (1997). Reynolds number effects in a turbulent pipe flow for low to moderate Re. *Physics of Fluids*, 9(11), 3398–3409. <http://doi.org/10.1063/1.869451>
- Elsheikh, M. A., Saleh, H. I., Rashwan, I. M., & El-samadoni, M. M. (2013). Hydraulic modelling of water supply distribution for improving its quantity and quality. *Sustainable Environment Research*, 23(6), 403–411.
- Farina, G., Creaco, E., & Franchini, M. (2013). Using EPANET for modelling water distribution systems with users along the pipes. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 31(October 2013), 1–15. <http://doi.org/10.1080/10286608.2013.820279>
- Fiorini Morosini, A., Costanzo, F., Veltri, P., & Savic, D. (2014). Identification of measurement points for calibration of water distribution network models. In *Procedia Engineering* (Vol. 89, pp. 693–701). <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.496>
- Franchini, M., & Alvisi, S. (2010). Model for hydraulic networks with evenly distributed demands along pipes. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 27(2), 133–153. <http://doi.org/10.1080/10286600902781658>
- Franco, P., & others. (1983). *Equipos de bombeo.*
- Gabriel Teja, A., Guzmán Caballero, D., Luna Torres, J., & Morales Santana, I. (2009). *Análisis de una red de distribución de agua para enfriamiento de un horno de arco eléctrico e instalación de una válvula controladora de gasto y presión.*
- García, Y. M., & Álvarez, A. (2007). Simulación hidráulica de los sistemas urbanos de distribución de agua con funcionamiento intermitente . Una aproximación inicial al problema. *RevistaCiencias.com*, XXVIII(3).
- Gheisi, A., & Naser, G. (2014). Water distribution system reliability under simultaneous multicomponent failure scenario. *Journal - American Water Works Association*, 106(7), 83–84. <http://doi.org/10.5942/jawwa.2014.106.0075>
- Giustolisi, O., Laucelli, D., Berardi, L., & Savić, D. a. (2012). Computationally Efficient Modeling Method for Large Water Network Analysis. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(4), 313–326. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-](http://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-)

7900.0000517

- Gobierno Estatal de Baja California. Normas técnicas para proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario para el estado de Baja California (2014). Mexicali.
- Greco, M., & Giudice, G. Del. (1999). NEW APPROACH TO WATER DISTRIBUTION NETWORK CALIBRATION. *Journal of Hydraulic Engineering*, (125), 849–854.
- Hultmark, M., Vallikivi, M., Bailey, S. C. C., & Smits, A. J. (2012). Turbulent pipe flow at extreme reynolds numbers. *Physical Review Letters*, 108(9), 1–5. <http://doi.org/10.1103/PhysRevLett.108.094501>
- Jonkergouw, P. M. R., Khu, S., Kapelan, Z. S., & Savi, D. A. (2008). Water Quality Model Calibration under Unknown Demands, (August), 326–336.
- Kapelan, Z. S., Savic, D. A., & Walters, G. A. (2007). Calibration of Water Distribution Hydraulic Models Using a Bayesian-Type Procedure. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(8), 927–936. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2007\)133:8\(927\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:8(927))
- Kepa, U., & Stańczyk-Mazanek, E. (2014). A Hydraulic Model as a Useful Tool in the Operation of a Water-Pipe network. *Polish Journal of Environmental Studies*, 23(3), 995–1001.
- Koor, M., Puust, R., & Vassiljev, A. (2014). Database driven updatable hydraulic model for decision making. In *Procedia Engineering* (Vol. 70, pp. 959–968). Elsevier B.V. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.107>
- Koppel, T., & Vassiljev, a. (2009). Calibration of a model of an operational water distribution system containing pipes of different age. *Advances in Engineering Software*, 40(8), 659–664. <http://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2008.11.015>
- Kritpiphat, W., Tontiwachwuthikul, P., & Chan, C. W. (1998). Pipeline Network Modeling and Simulation for Intelligent Monitoring and Control: A Case Study of a Municipal Water Supply System. *Industrial & Engineering Chemistry Research*, 37(3), 1033–1044. Retrieved from <http://gateway.library.qut.edu.au/login?url=http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&db=eoah&AN=1072247&site=ehost-live>
- Lansey, K. E. (1991). Parameter estimation for water distribution networks, 117(1), 126–144.
- Lansey, K. E., El-Shorbagy, W., Ahmed, I., Araujo, J., & Haan, C. T. (2001). Calibration Assessment and Data Collection for Water Distribution Networks. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(4), 270–279. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2001\)127:4\(270\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2001)127:4(270))
- León Méndez, A. (2004). Relaciones funcionales para el cálculo de las pérdidas de carga en conductos forzados. *Ingeniería Hidráulica Y Ambiental*, XXV(2), 9–12.
- Liggett, J. A. and C., & Li-Chung. (1995). INVERSE TRANSIENT ANALYSIS IN PIPE NETWORKS, 120(8), 934–955.
- Lindel, B. (1989). Implicit network calibration, 115(2), 243–257.

- Liu, J., & Yu, G. (2013). Iterative Methodology of Pressure-Dependent Demand Based on EPANET for Pressure-Deficient Water Distribution Analysis. *Journal of Water Resources Planning and Management*, (FEBRUARY), 166. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000227](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000227)
- Machell, J., Mounce, S. R., & Boxall, J. B. (2010). Online modelling of water distribution systems: a UK case study. *Drinking Water Engineering and Science*, 3(1), 21–27. <http://doi.org/10.5194/dwes-3-21-2010>
- McGhee, T. (1979). *Water supply and sewerage*. (V. Te Chow, R. Eliassen, & R. Linsley, Eds.) (Fifth). Tokyo: McGraw-Hill.
- Medina Camaraza, Y., & García Morales, O. F. (2011). Nuevo modelo para la determinación del factor de fricción en el régimen de flujo turbulento. *Revista de Arquitectura E Ingeniería*, 5(2), 1–16.
- Monteiro, L., Figueiredo, D., Dias, S., Freitas, R., Covas, D., Menaia, J., & Coelho, S. T. (2014). Modeling of chlorine decay in drinking water supply systems using EPANET MSX. In *Procedia Engineering* (Vol. 70, pp. 1192–1200). Elsevier B.V. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.132>
- Muranho, J., Ferreira, A., Sousa, J., Gomes, A., & Marques, A. S. (2012). WaterNetGen: An EPANET extension for automatic water distribution network models generation and pipe sizing. *Water Science and Technology: Water Supply*, 12(1), 117–123. <http://doi.org/10.2166/ws.2011.121>
- Nasirian, A., Maghrebi, M. F., & Yazdani, S. (2013). Leakage Detection in Water Distribution Network Based on a New Heuristic Genetic Algorithm Model, 2013(March), 294–303. <http://doi.org/10.4236/jwarp.2013.53030>
- Nikuradse, J. (1933). Strömungsgesetze in Rauhen Rohren. *Ver. Dt. Ing Forschungh*, (361).
- Ordás, J. A. (2002). Experiencia en la Ciudad de La Habana para la simulación de redes hidráulicas con entregas a depósitos. *Ingenieria Hidraulica*, XXIII(3), 54–59.
- Ormsbee, L., & Wood, D. (1986). Explicit Pipe Network Calibration. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 112(2), 166–182. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(1986\)112:2\(166\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1986)112:2(166))
- Paluszczyszyn, D., Skworcow, P., & Ulanicki, B. (2015). Modelling and simulation of water distribution systems with quantised state system methods. *Procedia Engineering*, 119, 554–563. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.908>
- Perju, S., Engineering, C., Mihailovici, L. I. N., Engineering, C., St, I., & Engineering, C. (2014). SIMULATION OF TWO HIGH PRESSURE DISTRIBUTION NETWORK OPERATION IN ONE-NETWORK CONNECTION, (3), 31–40.
- Prandtl, L. (1963). *The essentials of fluid dynamics*. Blackie & Son Limited.
- Ramana, G. V., Sudheer, C. V. S. S., & Rajasekhar, B. (2015). Network analysis of water distribution system in rural areas using EPANET. *Procedia Engineering*, 119, 496–505. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.875>

- Reddy, P. V. N., Sridharan, K., & Rao, P. V. (1996). WLS Method for Parameter Estimation in Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 122(3), 157–164. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(1996\)122:3\(157\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1996)122:3(157))
- Rocha, A. (2007). *Hidráulica de tuberías y canales*. Universidad Nacional de Ingeniería (Primera). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rodríguez, F. (2004). *Monografía De Opción a Tesis UNIVERSIDAD AUTONOMA AGRARIA*. Buenavista: Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro.
- Ruíz C., J. A., Díaz P., G., Guzmán R., S., Medina G., G., & Silva S., M. (2006). *Estadísticas climatológicas básicas del estado de Baja California (Período 1961-2003)*. Libro Técnico (1st ed.). Obregón: Talleres gráficos de Prometeo Editores.
- Saldarriaga, J.G. y Salas, D. E. (2012). CALIBRACION DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA BAJO UN AMBIENTE DE FUGAS. *Universidad Del Valle/Instituto de Cinara*, 5, 225–233.
- Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de Tuberías*. (L. J. Buitrago, Ed.), Editorial McGraw-Hill. Bogotá: Alfaomega.
- Sandoval, L. F., Zurvia-flores, J. R. R., & Bruno, A. (2013). Sistema para control y gestión de redes de agua potable de dos localidades de México System to control and manage drinking water network of two towns of México. *Ingeniería Hidráulica Y Ambiental*, XXXIV(1), 112–126.
- Sanz, G., & Pérez, R. (2015). Comparison of demand calibration in water distribution networks using pressure and flow sensors. *Procedia Engineering*, 119(1), 771–780. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.933>
- Sayyed, M. a. H. A., Gupta, R., & Tanyimboh, T. T. (2014). Modelling Pressure Deficient Water Distribution Networks in EPANET. *Procedia Engineering*, 89, 626–631. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.487>
- Sitzenfrei, R., Von Leon, J., & Rauch, W. (2014). Design and optimization of small hydropower systems in water distribution networks based on 10-years simulation with Epanet2. In *Procedia Engineering* (Vol. 89, pp. 533–539). Elsevier B.V. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.475>
- Skulovich, O., Perelman, L., & Ostfeld, A. (2014). Modeling and optimizing hydraulic transients in water distribution systems. In *Procedia Engineering* (Vol. 70, pp. 1558–1565). Elsevier B.V. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.172>
- Soltanjalili, M., Bozorg Haddad, O., Seifollahi Aghmiuni, S., & Mariño, M. A. (2013). Water distribution network simulation by optimization approaches. *Water Science & Technology: Water Supply*, 13(4), 1063. <http://doi.org/10.2166/ws.2013.086>
- Sridharan, R. S. N. D. and K. (1995). PARAMETER ESTIMATION IN WATER-DISTRIBUTION SYSTEMS BY LEAST SQUARES, 120(4), 405–422.
- Sunela, M. I., & Puust, R. (2015). Real Time Water Supply System Hydraulic and Quality Modeling – A Case Study. *Procedia Engineering*, 119, 744–752. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.928>

- Taylor, P. (2007). Explicit network calibration for multiple loading conditions, (January 2015), 37–41. <http://doi.org/10.1080/02630259108970619>
- Todini, E., & Pilati, S. (1988). A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. In *Computer applications in water supply: vol. 1---systems analysis and simulation* (pp. 1–20).
- Tzatchkov, V., Aldama, A., & Arreguin, F. (2000). Modelacion numerica de la adveccion y dispersion de solutos en redes de distribucion de agua potable. *Ingenieria Hidraulica En Mexico*, 15(3), 101–115.
- Tzatchkov, V. G., & Nacional, C. (2016). potable con métodos estocásticos, VII, 115–133.
- Vítkovsky, J. P., Simpson, A. R., & Lambert, M. F. (2000). LEAK DETECTION AND CALIBRATION USING TRANSIENTS AND GENETIC ALGORITHMS, (August), 262–265.
- Walski, T. M. (1983). Technique for Calibrating Network Models. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 109(4), 360–372. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(1983\)109:4\(360\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1983)109:4(360))
- Walski, T. M. (2006). Water Distribution System Analysis Before Digital Computers. *8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium*, 1500, 1–8. [http://doi.org/10.1061/40941\(247\)3](http://doi.org/10.1061/40941(247)3)
- White, F. M. (1994). *Fluid Mechanics fourth edition, McGraw and Hill. International Edition, Singapore*. New York: McGraw-Hill.
- Wu, Z. Y., & Walski, T. M. (2012). Effective Approach for Solving Battle of Water Calibration Network Problem. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 138(5), 533–542. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000193](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000193)
- Zhang, G. Y. (2014). Real-Time Simulation of Pipe Network Based on EPANET. *Applied Mechanics and Materials*, 548–549, 1800–1803. <http://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.548-549.1800>
- Zhu, B., & Yuan, J. (2015). Pressure transfer modeling for an urban water supply system based on Pearson correlation analysis. *Journal of Hydroinformatics*, 17(1), 90. <http://doi.org/10.2166/hydro.2014.037>