

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y REDES
MATRICES DE AGUA POTABLE EN LOS BARRIOS: VISTA ALEGRE,
LOS MACHOS Y EL CAICO, SECTOR OJO DE AGUA, MUNICIPIO SIMÓN
BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUI.**

Presentado por:

**Br. Paúl Roberto Hidalgo Quijada
Br. Rolando Eduardo Cubillan Méndez**

**Trabajo de grado ante la Universidad de Oriente como requisito parcial
para optar al título de:**

INGENIERO CIVIL

Puerto La Cruz, Marzo de 2009

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE SISTEMAS INDUSTRIALES**



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y REDES
MATRICES DE AGUA POTABLE EN LOS BARRIOS: VISTA ALEGRE,
LOS MACHOS Y EL CAICO, SECTOR OJO DE AGUA, MUNICIPIO SIMÓN
BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUI.**

El jurado calificador hace constar que asigno a esta tesis la calificación de:

**Ing. Luís González.
Asesor Académico**

**Ing. Ana Ghanem
Jurado Principal**

**Ing. Raul Vergara
Jurado Principal**

Puerto La Cruz, Marzo de 2009

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y REDES
MATRICES DE AGUA POTABLE EN LOS BARRIOS: VISTA ALEGRE,
LOS MACHOS Y EL CAICO, SECTOR OJO DE AGUA, MUNICIPIO SIMÓN
BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUI.**

Presentado por:

**Br. Paúl Roberto Hidalgo Quijada
Br. Rolando Eduardo Cubillan Méndez**

El jurado calificador hace constar que asigno a esta tesis la calificación de:

ASESOR

Ing. Luis Gonzalez

Asesor Académico

RESOLUCIÓN

De acuerdo al reglamento de trabajos de grado de la Universidad de Oriente:

“los **trabajos de grado** son de exclusiva propiedad de la universidad de oriente y solo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del **consejo de núcleo** respectivo, quien lo participara al **consejo universitario**”

Artículo 44

DEDICATORIA

A Dios que me guió en esos momentos difíciles y en ese camino largo que recorrí, hasta lograr esta meta.

A mis padres Lidia del Valle y Jesús Santiago, por ser ejemplo en mi vida, por lo que representan para mí y por haber sabido esperar con mucha paciencia este momento, para ellos especialmente es mi triunfo.

A mis hermanos Jesahiro, Jesús y David, que me acompañaron en todo este tiempo de estudio.

A mi esposa bella Janeth que compartió conmigo muchos momentos en este tiempo y me dio todo su amor y orientación para la culminación de este trabajo; a mis dos hijos bellos que están en su vientre.

A toda mi familia y amigos: Oliver, Elvira, Raúl, Pedro, Ramón, Estefano, Jenny, Josbel, Inmer, Gabriel y mi compañero Rolando, que me apoyaron y acompañaron en todo momento; antes y durante la elaboración de la tesis.

A mi mismo, que finalmente y después de todas las cosas que se ponían en mi contra durante todo este tiempo, las supere con mucho empeño y fuerza, final mente **Lo Logre!**

Paúl Hidalgo

DEDICATORIA

Este gran logro profesional se lo dedico antes que todo a mi dios, que siempre esta conmigo en las buenas y en las malas, aunque a veces dudo que me escuche y me ayuda, se que siempre estará ahí para darme salud y fuerzas para seguir adelante en los momentos difíciles y duros que uno atraviesa a lo largo de la vida.

A mis padres Freddy y Elide que siempre han estado para mi incondicionalmente y me han apoyado en todo, se que se merecen este logro porque han tenido que tener mucha paciencia y tolerancia, a ustedes le dedico este gran logro.

A mi princesita, que son mis ojos y que por ella haría lo que sea para darle todo lo que se merece y sea feliz, ya que no voy a poder darle algo muy valioso en los momentos de su crecimiento, pero que al igual estaré siempre para ella y para lo que me necesite.

A mis hermanos que he tomado como ejemplos por sus triunfos y logros profesionales.

A mis verdaderos amigos que no son muchos y que ellos saben quienes son; por que me aprecian, están siempre ahí y cuento con ellos en todo momento.

A mi mismo, que aunque tarde mucho y tuve varios tropiezos a lo largo de mis estudios, pero pude lograrlo y seguiré luchando a pesar de todo lo que venga.
Pa'lante!

Rolando Cubillan

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer a Hidrocaribe por habernos integrado a este proyecto y darnos su apoyo y confianza.

A nuestro Profesor y Asesor el Ing. Luís González, por habernos brindado su colaboración y tiempo para realización de este proyecto.

A los Ingenieros Millito y Rubén y a las compañeras de proyecto que nos enseñaron y ayudaron a aclarar dudas y problemas presentado en la elaboración del trabajo.

A Janeth Olivier, Lidia Quijada, Jesús hidalgo, que con sus conocimientos y experiencias en trabajos de investigación nos orientaron en algunas cosas en la realización de este.

Y por ultimo a nuestros padres, hermanos, hijos, familias y amigos no menos importantes, que nos han ayudado, apoyado en todo y han podido tener paciencia a lo largo de nuestras vidas y estudios.

RESUMEN

En el presente trabajo se realizó el primer tramo de los cuatros que conforman un proyecto integral de un sistema de abastecimiento de agua potable, precepto por el organismo público (Hidrocaribe). Este sistema tiene como fuente de inicio la planta de Potabilización José Antonio Anzoátegui ubicada en el sector los Montones, la cual contara con un sistema de bombeo nuevo con proyección (2038) ($Q=575,90L/s$, $H_D=66,99m$, $H_p=456,90$) donde la hora del punto de operación es (8:00am) con capacidad de impulsar y administrar el agua por medio de tuberías ϕ (24" y 16") hasta un tanque de almacenamiento($1568m^3$) que se ubicara en la zona de Naricual, a la cual dicha tubería se les hará empalmes de ϕ (6", 4", 3"), para alimentar a los barrios en estudios: Vista Alegre, Los Machos y el Caico, sector Ojo de Agua, Municipio Simón Bolívar, Estado Anzoátegui; en dichos tramos de tuberías se utilizó todo tipo de accesorios necesarios para un buen funcionamiento. Dicho esto se realizó una revisión con GPS de las cotas ya presentadas en el plano de la zona en estudio. Se elaboro un estudio demográfico del sector, para así estipular el número de habitantes y la tendencia en el crecimiento de la población para un período de diseño de 30 años, a fin de determinar las dotaciones y consumos de la comunidad para los próximos 30 años. Los criterios hidráulicos del sistema como velocidades y presiones máximas y mínimas fueron evaluados con ayuda del software WaterCAD 4.5, llegando a tener un sistema confiable con presiones (min = 9.871 mH₂O y max = 58.3 mH₂O). El proyecto se dividió en cinco capítulos y se presentan en secuencia lógica; como se describe a continuación: El capítulo uno, muestra las características generales de la zona en estudio, así como el planteamiento del problema y los objetivos. El capítulo dos, el marco teórico referente al tema. En el capítulo tres, el marco metodológico. En el capítulo cuatro el análisis de la información y los resultados y en el capítulo cinco, se muestran las conclusiones y recomendaciones.

INDICE

RESOLUCIÓN	IV
DEDICATORIA	V
DEDICATORIA	VI
AGRADECIMIENTO	VII
RESUMEN	VIII
INDICE	IX
INDICE DE TABLAS	XV
INDICE DE FIGURAS	XVI
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	18
1.1. INTRODUCCIÓN	18
1.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.	19
1.3. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA.....	20
<i>1.3.1. Aspecto Hidrográfico</i>	20
<i>1.3.2. Aspectos socioeconómicos</i>	21
<i>1.3.3. Servicios Básicos</i>	21
1.3.3.1. Acueducto.....	21
1.3.3.2. Cloacas.....	21
1.3.3.3. Electricidad.....	22
1.3.3.4. Vialidad.....	22
1.3.3.5. Drenaje.....	22
1.3.3.6. Transporte.....	22
1.3.3.7. Teléfono.....	22
1.4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	22

1.5. OBJETIVOS.....	24
1.5.1. <i>Objetivo General:</i>	24
1.5.2. <i>Objetivos Específicos:</i>	24
CAPITULO II: MARCO TEORICO	25
2.1. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	25
2.2. ESTIMACIÓN DE POBLACIÓN PARA UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO.....	25
2.2.1. <i>Métodos de estimación de población futura (López 1999, mijares 1983).</i>	26
2.3. PERÍODO DE DISEÑO.....	29
2.4. PERIODO DE DISEÑO PARA COMPONENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	29
2.5. CONSUMO DE AGUA POTABLE.....	32
2.5.1. <i>Tipos de consumo.</i>	33
2.6. DOTACIÓN.....	34
2.7. PÉRDIDAS DE AGUA EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO.....	35
2.7.1. <i>Causas de Pérdidas de Agua en Sistemas de Abastecimiento.</i>	36
2.8. CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS.....	36
2.8.1. <i>Definición.</i>	36
2.8.2. <i>Fórmula de DARCY – WEISBACH</i>	40
2.8.3. <i>Formula de HAZEN – WILLIAMS</i>	41
2.9. FUENTES DE AGUA	41
2.10. ACUEDUCTOS Y TUBERÍAS PARA AGUA	42
2.10.1. <i>Trasporte y Distribución</i>	42
2.10.2. <i>Acueductos</i>	43
2.10.3. <i>Esfuerzos en Tuberías</i>	44
2.10.4. <i>Tuberías</i>	45
2.10.4.1. <i>Profundidades De Tuberías</i>	46
2.10.4.2. <i>Colocación de las Tuberías de Acueductos.</i>	47

2.10.4.3. Determinación de Diámetros para Tuberías de Acueductos.....	48
2.10.4.4. Tipos de material de tuberías	51
2.10.5. Válvulas	51
2.10.6. Hidrantes.....	53
2.10.7. Consideraciones Complementarias de orden Práctico para el Diseño de las Redes de Distribución: [1]	53
2.10.8. Efectos del material de la tubería en la calidad del agua.	55
2.10.9. Corrosión.....	56
2.11. CAPTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA.....	56
2.11.1. Captaciones.....	56
2.11.2. Métodos de Distribución.....	57
2.11.3. Almacenamiento.....	57
2.11.4. Diseño de sistemas de distribución de agua.....	61
2.11.4.1. Variaciones periódicas de los consumos.....	62
2.11.4.2. Chequeo de velocidades (selección de diámetros)	63
2.11.4.3. Capacidad y presión del sistema	65
2.11.5. Redes de distribución.....	66
2.11.5.1. Tipos de distribución.....	66
2.11.6. Mantenimiento en sistema de distribución.....	67
2.12. SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE	67
2.12.1. Línea de gradiente hidráulico en sistemas bombas-tuberías.....	71
2.12.2. Curvas de la bomba.....	73
2.12.3. Curva del sistema.....	74
2.12.4. Punto de operación de la bomba.....	75
2.12.5. Limitaciones de la cabeza de succión.....	75
2.13. INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS PRELIMINARES.....	76

2.13.1. Estudios Demográficos.....	76
2.13.2. Estudios Topográficos.....	76
2.13.3. Estudios Sanitarios de la Hoya y Calidad del Agua.....	77
2.13.4. Estudios Hidrológicos.....	77
2.13.5. Estudios Geológicos.....	78
2.13.6. Estudios Misceláneos.....	78
2.13.7. Estudio de Obras Existentes y Servicios Públicos.....	79
CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO.....	80
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	80
3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	80
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	81
3.3.1. Población.....	81
3.3.2. Muestra.....	82
3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	82
3.4.1. Técnicas:.....	82
3.4.2. Instrumentos.....	83
3.5. TÉCNICAS DE ANÁLISIS.....	83
3.5.1. Software de computadora:.....	83
CAPITULO IV: ANALISIS DE DATOS Y RESULTADOS.....	85
4.1. REVISIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO EXISTENTE EN EL SECTOR OJO DE AGUA DEL MUNICIPIO SIMÓN BOLÍVAR DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.....	85
4.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO:.....	86
4.2.1. Descripción de la Ruta.....	87
4.3. DEMANDA DEL ACUEDUCTO:.....	87
4.3.1. Población actual.....	87
4.3.1.1. Demografía.....	88

4.3.2. <i>Estimación de la Población Futura</i>	88
4.3.2.1. Método Lineal.....	89
4.3.2.2. Método Geométrico.....	90
4.4. DEMANDA ACTUAL Y FUTURA DE AGUA POTABLE DEL SECTOR OJO DE AGUA	91
4.4.1. <i>Consumo medio diario (Qm) de agua potable del sector Ojo de Agua</i>	92
4.4.2. <i>Consumo máximo diario (QMD) y máximo horario (QMH) de agua potable del sector Ojo de Agua</i>	94
4.4.3. <i>Consumos adicionales que se beneficiaran de la red de distribución Matriz</i>	95
4.5. DATOS PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA.....	96
4.5.1. <i>Demanda de agua para cada nodo</i>	96
4.5.2. <i>Criterios hidráulicos a considerar</i>	97
4.6. APLICACIÓN DEL SOFTWARE WATERCAD 4.5.....	98
4.6.1. <i>Configuración del Proyecto</i>	98
4.6.2. <i>Introducción de Datos</i>	102
4.6.2.1. <i>Introducción de Datos en Tramos de Tuberías</i>	103
4.6.2.2. <i>Introducción de Datos en Juntas de Presión</i>	104
4.6.2.3. <i>Introducción de Datos en Reservorio</i>	106
4.6.2.4. <i>Introducción de Datos en Tanques</i>	107
4.6.3. <i>Corrida del Proyecto</i>	108
4.7. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS LUEGO DE LA SIMULACIÓN.....	112
4.7.1. <i>Selección de los Diámetros</i>	113
4.7.2. <i>Chequeo de Velocidades</i>	113
4.7.3. <i>Chequeo de Presiones</i>	113
4.8. SELECCIÓN DE BOMBAS HIDRÁULICAS EN PLANTA DE TRATAMIENTO JOSÉ ANTONIO ANZOÁTEGUI.....	115
4.8.1. <i>Verificación del Golpe de Ariete</i>	117
4.9. DIMENSIONES DE LA ZANJA.....	121

4.10. COLOCACIÓN DE ACCESORIOS.....	122
4.11. ESPECIFICACIONES DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA.....	123
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	125
5.1. CONCLUSIONES.....	125
5.2. RECOMENDACIONES.....	126
BIBLIOGRAFÍA.....	128
APÉNDICE A: MEMORIA FOTOGRÁFICA	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
APÉNDICE B: TABLAS	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
APÉNDICE C: COMPUTOS METRICOS, PRESUPUESTO Y ANALISIS DE PRESIOS.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
UNITARIOS.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
APÉNDICE D: PLANOS Y DETALLES	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO;¡	ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

INDICE DE TABLAS

Tabla	Título	Pág.
2.1	Consumo mínimos permisibles.	35
2.2	Expresiones para el cálculo del factor de fricción f.	39
2.3	Profundidades y anchos de zanjas para tuberías.	47
2.4	Valor del coeficiente C de Hazen-Williams.	49
2.5	Gastos y duración de incendios. (INOS 1965).	60
2.6	Duración de incendios. (INOS 1965).	61
2.7	Cálculos de Q_{MD} y Q_{MH} por diversos autores.	63
2.8	Relación diámetro-velocidad económica.	64
2.9	Presiones mínimas según norma INOS.	65
3.1	Población actual del sector Ojo de Agua.	81
4.1	Población actual del sector Ojo de Agua.	88
4.2	Registros censales de la parroquia Naricual.	89
4.3	Población actual y futura de la zona en estudio.	91
4.4	Consumos mínimos permisibles.	91
4.5	Consumos medios diarios.	93
4.6	Consumos máximos de agua potable.	95
4.7	Demandas calculadas por nodos.	96
4.8	Tipos, características y números de bombas según escenarios en planta de tratamiento José Antonio Anzoátegui.	120
4.9	Dimensiones de la zanja.	121

INDICE DE FIGURAS

Fig.	Título	Pág.
1.1	Ubicación geográfica de la zona en estudio.	19
2.1	La distribución de velocidad para un flujo laminar en un tubo circular es parabólica. La velocidad máxima es el doble de la velocidad media.	37
2.2	La distribución de velocidad para flujo turbulento en un tubo circular está mas cerca de la uniforme que para el flujo laminar.	38
2.3	Factores de fricción para flujos en tubos. Diagrama universal de Moody.	40
2.4	Curva de variación construida horaria para un día típico. Variaciones	59
2.5	Curva de consumo acumulados en base a la curva horaria para un día típico.	59
2.6	Bomba colocada en un sistema de tubería simple.	72
2.7	Esquemas de las curvas de la bomba y eficiencia de ésta.	73
2.8	Curva del sistema en un sistema bomba-tubería.	74
2.9	Punto de operación de la bomba.	75
4.1	Ventana "Create File As".	99
4.2	Ventana "Project Setup Wizard" N° 1.	99
4.3	Ventana "Project Setup Wizard" N° 2.	100
4.4	Ventana "Project Setup Wizard" N° 3.	101
4.5	Ventana "Project Setup Wizard" N° 4.	102
4.6	Ventana "Pressure Pipe"	103
4.7	Ventana "Pressure Junction" Pestaña General.	104
4.8	Ventana "Pressure Junction" Pestaña Demand.	105
4.9	Ventana "Reservoir"	106
4.10	Ventana "Tank" Pestaña General.	107

4.11	Ventana “Tank” Pestaña Section.	108
4.12	Ventana “Scenario” Pestaña Calculation.	109
4.13	Ventana “Scenario” Pestaña Results.	110
4.14	Ventana “Table Mnager”	110
4.15	Ventana “Table-Junction Report”	111
4.16	Ventana “Table-Pipe Report”	112
4.17	Curvas de Isopresión de la simulación. (8:00 am).	114
4.18	Curvas de operación de 1 y 2 bombas trabajando en paralelo.	116
4.19	Curvas y punto de operación de 2 bombas trabajando en paralelo.	117

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Ante el incremento constante de la población en las medianas y grandes ciudades y como consecuencia lógica, una creciente demanda para una adecuada prestación de los servicios públicos necesario para estas comunidades, resulta de vital importancia la atención que ha de prestarse a un eficiente funcionamiento de dichos servicios por parte de los organismos gubernamentales competentes y las ramas de la ingeniería involucradas, para la consecución de una elevada calidad de vida por parte de estas colectividades.

Al particularizar en cada uno de los servicios básicos, resalta como de principal importancia el del agua potable debido a que está íntimamente relacionado con la salubridad pública, y en toda comunidad la salud colectiva es la base de su existencia y de su mayor prosperidad.

Por ser el agua, el elemento más necesario para el desarrollo de las actividades de la sociedad, los sistemas de abastecimiento de agua potable son primordiales para la subsistencia del ser humano. Cuando una ciudad dispone de limitada cantidad de agua para su abastecimiento tiene problemas de salubridad, problemas de desarrollo de sus industrias y además en su apariencia estética. De aquí que se haga lo necesario para suministrar agua en calidad y cantidad suficiente.

El presente trabajo se realizó tomando en cuenta la importancia y la amplitud que requiere el diseño de un sistema de abastecimiento, que para el caso en estudio es el diseño de una tubería que por medio de una apropiada bomba de impulsión, servirá para el abastecimiento y redes matrices de agua potable al sector Ojo de Agua, Municipio Simón Bolívar. Para el diseño de la bomba y tubería matriz se recopiló la suficiente información, también de la planta de Potabilización José Antonio Anzoátegui, que será el sitio de inicio del sistema, así como también información demográfica suficiente y se realizaron los cálculos y procedimientos pertinentes para un periodo de diseño de 30 años.

1.2. Ubicación geográfica.

El estado Anzoátegui posee una superficie de 43.300 Km² y representa un 4,75% del territorio nacional de Venezuela, se divide en veintiún (21) municipios, esta ubicado entre las coordenadas 07°40'16", 10°15'36" de latitud Norte y 62°41'05", 65°43'09" de longitud Oeste. Barcelona perteneciente al Municipio Bolívar está ubicado al extremo norte del estado Anzoátegui, es la capital de la entidad, tal como se muestra en la figura 1.1.



Fig. 1.1. Ubicación Geográfica de la Zona en Estudio.

El sector “Ojo de Agua” pertenece a la parroquia El Carmen, se encuentra situado en la zona este de Barcelona, en la cuenca baja del río Nevera; Limita al norte con Colinas de Angostura, al Sur con el Rió Neverí y las empresas Coca-Cola y Polar, al Este con la vieja carretera nacional y la zona industrial de la Ciudad de Barcelona., y al Oeste con la Vía Pele lojo (antigua Carretera Negra, vía Naricual).

1.3. Características de la zona.

La Temperatura de la zona varia en una media anual de de 28° C, máxima anual 33° C, y una mínima anual 21,8° C, su época de lluvia más alta es los meses junio, julio, agosto con una precipitación de 80, 100, 150 mm. El poder evaporante de la atmósfera es particularmente alto, especialmente durante periodo seco. La humedad relativa anual es de 77% con máxima en julio y agosto de 82% que coinciden con los meses de más alta precipitación y una mínima en marzo y abril de 70% y 72% que corresponde a periodo seco. Para la clasificación climática se tomó como base la de Koeepen, la cual toma en cuenta la precipitación y la temperatura, se han establecido dos tipos principales de clima: semi árido y tropical lluvioso. Su relieve topográfico es relativamente suave cuya altura no sobrepasan los 100 metros sobre el nivel del mar, su geomorfología esta conformada por planicie litoral y colinas, con suelos de afloramiento rocosos.

1.3.1. Aspecto Hidrográfico.

El área en estudio forma parte de la cuenca del Rió Neverí (tramo inferior) perteneciente a la hoya hidrográfica del caribe, las principales fuentes de agua en esta cuenca lo constituyen los ríos: Neverí, Aragua, Naricual, Capiricual, Querecual y Prepuntual, así como numerosos caños y quebradas estacionarias.

1.3.2. Aspectos socioeconómicos.

Para su diagnóstico y caracterización se utilizó una fuente de información, los cuales provinieron de visitas de campo que permitieron reconocimientos preliminares del área y observaciones in situ.

La base de la economía local fundamentalmente varía: la primera de ellas se realiza, dado a que algunos pobladores trabajan en talleres de mecánica, latonería, pintura y en construcción de obras civiles; otra parte de la población corresponde al personal obrero que laboran en las empresas Polar, Coca-Cola y del Centro Comercial los Machos y el resto de los habitantes de estas localidades se dedican a las actividades comerciales, por estar cerca de las ciudades de Puerto la Cruz y Barcelona.

Desde el punto de vista social, los sectores vecinos cuentan con una Unidad Educativa con primaria y secundaria, y varios módulos de “Barrio Adentro”. Por lo cercano y el fácil acceso, el sector en estudio puede contar con estas instalaciones.

1.3.3. Servicios Básicos.

1.3.3.1. Acueducto.

La población del sector Ojo de Agua no posee servicio de abastecimiento de agua potable. Se abastecen de agua cruda mediante tomas improvisadas a tuberías matrices.

1.3.3.2. Cloacas.

En relación con el sistema de recolección de aguas servidas, la población del sector Ojo de Agua, no cuenta con este servicio. Para la disposición de estas aguas los habitantes han construidos sépticos y letrinas.

1.3.3.3. Electricidad.

Una pequeña parte de las viviendas del sector cuenta con servicio eléctrico legal, pero la gran parte de las viviendas que son producto de invasiones, disponen de un servicio muy deficiente, debido a conexiones ilegales a postes en las vías principales.

1.3.3.4. Vialidad.

Con respecto al trazado vial, la población del sector Ojo de Agua cuenta con vialidades principales que conducen al centro de Barcelona y Puerto la Cruz. Estas vías se encuentran totalmente asfaltada, pero una de ellas está en mal estado. En cuanto a las vías secundarias que son pocas, no están asfaltadas, donde en época de lluvia es difícil su acceso.

1.3.3.5. Drenaje.

En el sector Ojo de Agua, no existe sistema de alcantarillado de aguas de lluvia.

1.3.3.6. Transporte.

Existen líneas de transportes público, que se encargan de trasladar a los pobladores hasta la ciudad de Barcelona.

1.3.3.7. Teléfono.

Pocas viviendas del sector cuentan con el servicio de la Compañía Anónima Nacional de Teléfonos Venezolanos (CANTV).

1.4. Planteamiento del problema.

Los seres humanos para poder sobrevivir, no solo necesitan satisfacer sus necesidades físicas, sino también fisiológicas, que de una u otra forma contribuyen al desarrollo corporal de hombres, mujeres, niños y niñas; sin embargo es de hacer notar

que para cumplir con cualquiera de estas necesidades es indispensable la adquisición de agua potable, aunque hoy día se hace más difícil disponer de ésta en todos los sectores que conforma geográficamente el Estado Anzoátegui.

El abastecimiento de agua potable es un factor determinante en el saneamiento básico de una población, la carencia o el mal funcionamiento de este puede significar desesperación y mortalidad de sus habitantes. Por lo tanto, el sistema de abastecimiento de agua potable debe realizarse de manera eficiente y con proyección futurista.

En los últimos años el Estado Anzoátegui ha tenido un gran crecimiento poblacional, trayendo como consecuencia la existencia de diferentes sectores que son producto de asentamientos no controlados urbanísticamente, razón por la cual carecen de algunos servicios básicos de infraestructura y de equipamiento urbano necesarios para satisfacer las necesidades de sus habitantes; no estando excepto de ésta los barrios involucrados como lo son Vista Alegre, Los Machos y El Caico del sector Ojo de Agua ubicado al norte del Estado Anzoátegui, Municipio Simón Bolívar.

En los actuales momentos los barrios Vista Alegre, Los Machos y El Caico del sector Ojo de Agua están presentando deficiencias en el sistema de distribución de agua potable, siendo la parte alta de estos la más afectada, originada por el crecimiento de viviendas producto de invasiones adyacentes a los sectores involucrados, por lo tanto al no contar con el preciado líquido se han realizado múltiples tomas clandestinas a través de bombas conectadas a la tubería matriz que pasa por la vía principal, la cual está muy deteriorada por tener más de 40 años en uso. Debido a que estos habitantes forman parte de los sectores de la comunidad se hace necesario diseñar un sistema de abastecimiento y redes matrices de agua potable, el cual consiste en una toma en la planta de Potabilización José Antonio Anzoátegui, y mediante una bomba se impulsará por tuberías matrices hasta la población de Naricual, que contará con un tanque de almacenamiento; a esta tubería matriz se le

harán tomas para abastecer a los barrios del sector en estudio por medio de redes de distribución , y así contribuir y mejorar las necesidades de dichas poblaciones, este sistema de tubería será totalmente nuevo, ya que la poca tubería existente en algunos barrios tienen mas de 40 años y no están en condiciones para ser utilizadas.

1.5. OBJETIVOS.

1.5.1. Objetivo General:

Diseñar el sistema de Abastecimiento y Redes Matrices de Agua Potable en los Barrios: Vista Alegre, los Machos y El Caico, Sector Ojo de Agua, Municipio Simón Bolívar, Estado Anzoátegui.

1.5.2. Objetivos Específicos:

1. Revisar el funcionamiento del sistema de abastecimiento existente en los barrios Vista Alegre, Los Machos y El Caico, sector Ojo de Agua.
2. Realizar el Levantamiento Topográfico de los sectores en estudio.
3. Determinar la población de diseño.
4. Calcular el sistema de distribución de agua potable mediante un software de computación.
5. Elaborar los planos del proyecto.
6. Elaborar los cálculos métricos, presupuestos y análisis de precios unitarios.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. Sistema de abastecimiento de agua potable.

Es el conjunto de obras, equipos y servicios destinados al abastecimiento de agua potable de una comunidad para fines de consumo domestico, servicios públicos, consumo industrial y otros usos. Al proyectarlos, debe estimarse la cantidad de agua potable que consumirá la comunidad, ya que se deben diseñar sus componentes del tamaño adecuado para cubrir las demandas del sistema de distribución de agua. El agua suministrada por el sistema deberá ser de una gran calidad desde el punto de vista físico, químico y bacteriológico.

2.2. Estimación de población para un sistema de abastecimiento.

Es evidente que una gran población usa más agua que una pequeña y ese uso del agua debe estar en alguna medida relacionado con la población. Es necesario estimar una población futura, para un periodo económico de diseño fijado.

Existen varios métodos para estimar esas poblaciones, pero es de aclarar que la selección de la metodología más adecuada requiere de diversos criterios y conocimiento del lugar, tales como: densidad de saturación, tendencias económicas, polos de desarrollo, etc.; es decir el buen juicio y conocimiento del lugar aporta un gran peso a la hora de estimar la población de diseño.

2.2.1. Métodos de estimación de población futura (López 1999, mijares 1983).

- **Método de Comparación Grafica**

El método de comparación gráfica consiste en hacer una comparación de manera grafica de la población en estudio y de otras 3 poblaciones del país con determinada característica.

- **Crecimiento Lineal**

Si el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de ésta, el crecimiento es lineal. Si **P** es la población y **T** es el tiempo, entonces:

$$K_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad (\text{Ec.2.1})$$

$$P_f = P_{uc} + K_a \cdot (T_f - T_{uc}) \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

K_a = Pendiente de la recta

P_{uc} = Población de último censo

T_{uc} = Año de último censo

P_{ci} = Población del censo inicial

T_{ci} = Año del censo inicial

P_f = Población proyectada

T_f = Año de la proyección

- **Crecimiento Geométrico**

El crecimiento será geométrico si el aumento de población es proporcional al tamaño de esta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el de interés compuesto, el cual se expresa así:

$$Pf = P_{uc} \times (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Despejando:
$$r = \left[\left(\frac{P_f}{P_{uc}} \right)^{\frac{1}{T_f - T_{uc}}} - 1 \right] \quad (\text{Ec.2.4})$$

Donde:

r = tasa de crecimiento anual

- **Crecimiento Logarítmico**

Este se presenta cuando el crecimiento de la población es de tipo exponencial, la población se proyecta a partir de la siguiente ecuación:

$$\ln \times Pf = \ln \times Pci + Kg \cdot (Tf - Tci) \quad (\text{Ec. 2.5})$$

$$\boxed{Kg = \frac{Ln.P_f - Ln.P_{ci}}{T_f - T_{ci}}} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

P_f = población proyectada.

P_{ci} = población del censo inicial.

Kg = tasa de crecimiento de la población.

T_f = año de la población.

T_{ci} = año del censo inicial.

- **Métodos Estadísticos**

Además de los métodos de proyección anterior, pueden emplearse métodos estadísticos para ajustar los valores históricos a la ecuación de regresión para una curva lineal, exponencial, potencial o logarítmica que se indican a continuación:

a) Línea recta (regresión lineal): $\boxed{y = a + bx}$ (Ec. 2.7)

b) Curva exponencial ($a > 0$): $\boxed{y = ae^{bx}}$ (Ec. 2.8)

c) Curva logarítmica: $\boxed{y = a + bLn(x)}$ (Ec. 2.9)

d) Curva potencial ($a > 0$): $y = ax^b$ (Ec. 2.10)

[1]

2.3. Período de diseño.

Un sistema de abastecimiento de agua se proyecta de modo de atender las necesidades de una comunidad durante un determinado período. En la fijación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente aconsejable.

Por lo tanto, el período de diseño puede definirse como el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 por 100, ya sea capacidad en la conducción del gasto deseado, o por la resistencia física de las instalaciones.

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- Vida útil de las estructuras y equipo tomando en cuenta obsolescencia, desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad. [2]

2.4. Período de diseño para componentes de abastecimiento de agua.

El período económico de diseño de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua depende de su vida útil, de su costo inicial, la facilidad con la

que se pueda expandir y de la posibilidad de que se tornen obsoletos debido a los avances tecnológicos. Los diferentes elementos de sistemas de distribución pueden ser diseñados de manera apropiada para diferentes periodos y su diseño pueden basarse en criterios de flujo diferentes.

El *desarrollo de la fuente* estará basado en un periodo de diseño que depende de la naturaleza de la fuente. Los suministros de agua subterráneas son por lo común más fáciles de expandir mediante la construcción de pozos adicionales y los periodos de diseño pueden ser cortos, de unos cinco años. Por otro lado, los abastecimientos superficiales, los cuales requieren de la construcción de embalses para cubrir la demanda durante periodos de poco flujo en ríos, son diseñados para periodos mucho más largos, quizás de unos 50 años.

Las *conducciones de tuberías desde la fuente* son generalmente diseñadas para una larga vida, ya que la vida de las tuberías es muy larga y el costo del material es sólo una pequeña parte del costo de la construcción, un periodo de diseño de 25 años o más no sería inusual. El diseño del mismo se basa en la provisión de transporte económico del flujo medio diario al final del periodo de diseño con velocidades adecuadas bajo todas las condiciones de flujo esperado.

Los *componentes de las plantas de tratamiento de agua* son comúnmente diseñados para periodos de 10 a 15 años, ya que su expansión es en general simple si es considerada en el diseño original. La mayor parte de las unidades de tratamiento son diseñadas sobre la base de un flujo promedio diario al final del periodo de diseño, puesto que las sobrecargas no generan mayores pérdidas en la eficiencia del tratamiento.

Las *plantas de bombeo* son generalmente diseñadas para un periodo de cerca de 10 años, dado que su modificación y ampliación son fáciles si la provisión para el

cambio se hace desde el inicio. La selección de bombas y el diseño de un sistema de control de éstas requiere un conocimiento del flujo máximo incluyendo la demanda para incendios, el flujo promedio y el flujo mínimo esperado durante el periodo. La capacidad total de bombeo instalada excederá el flujo máximo que se espera para ser bombeado.

El *almacenamiento* en un sistema de distribución está formado por grandes tanques elevados. Su potencial de duración es bastante considerable, de ahí rara vez sean reemplazados. El diseño de tales estructuras está estrechamente ligado al diseño de las plantas de bombeo y requiere del conocimiento del consumo promedio, de la demanda para incendios, de los máximos por hora, de los máximos diarios, de los máximos semanales, de los máximos mensuales, al igual de la capacidad de la fuente y de sus conducciones en tubería desde la misma.

Los elementos de los *sistemas de distribución* son normalmente instalados debajo de las calles. Su duración es muy larga y su reposición muy costosa, de modo que su periodo de diseño es indefinido y la capacidad se basa en el desarrollo máximo previsto en el área que se sirve. Se deben considerar densidades de población previstas (que pueden oscilar entre 3500 y 250000 personas/Km²), regulaciones de zonificación (que ayudarán a predecir la densidad de la población futura y de la demanda industrial), y los factores analizados arriba que podrían afectar el flujo por habitante. El diseño está basado en la provisión de una presión adecuada para protección contra incendios en el flujo máximo por hora incluyendo la demanda para incendios. [3]

2.5. Consumo de agua potable.

El consumo de agua es función de una serie de factores inherentes a la propia localidad que se abastece y varía de una ciudad a otra, así como podrá variar de un sistema de distribución a otro, en una misma ciudad.

Los principales factores que influyen en el consumo de agua en una localidad pueden ser así resumidos:

- a) clima;
- b) nivel de vida de la población;
- c) costumbres de la población;
- d) sistema de provisión y cobranza (servicio medido o no);
- e) calidad de agua suministrada;
- f) costo del agua (tarifa);
- g) presión en la red de distribución;
- h) consumo comercial;
- i) consumo industrial;
- j) consumo público;
- k) pérdida en el sistema;
- l) existencia de red de alcantarillado;
- m) otros factores.

Es oportuno hacer énfasis en que la forma de provisión de agua ejerce notable influencia en el consumo total de una ciudad, pues en las localidades donde el consumo es medido por medio de hidrómetros, se constata que el mismo es sensiblemente menor en relación a aquellas ciudades donde tal medición no es afectada.

2.5.1. Tipos de consumo.

En el abastecimiento de una localidad, deben ser consideradas varias formas de consumo de agua, que se pueden discriminar así.

Uso domestico:

- a) descarga del escusado;
- b) aseo corporal;
- c) cocina;
- d) bebida;
- e) lavado de ropa;
- f) riego de jardines y patios;
- g) limpiezas en general;
- h) lavado de automóviles;
- i) aire acondicionado.

Uso comercial:

- a) tiendas;
- b) bares;
- c) restaurantes;
- d) estaciones de servicios;

Uso industrial:

- a) agua como materia prima;
- b) agua consumida en procesamiento industrial;
- c) agua utilizada para congelación;
- d) agua necesarias para las instalaciones sanitarias, comedores, etc.

Uso público:

- a) limpiezas de vías públicas;
- b) riegos de jardines públicos;
- c) fuentes y bebederos;
- d) limpieza de la red de alcantarillados sanitarios y la galería de agua pluviales;
- e) edificios públicos;
- f) piscina públicas y recreo;
- g) combates contra incendios;

Usos especiales:

- a) combates contra incendios;
- b) instalaciones deportivas;
- c) ferrocarriles y autobuses;
- d) puertos y aeropuertos;
- e) estaciones terminales de ómnibus;

Pérdidas y desperdicios:

- a) pérdidas en el conducto;
- b) pérdidas en la depuración;
- c) pérdidas en la red de distribución;
- d) pérdidas domiciliarias;
- e) desperdicios. [4]

2.6. Dotación.

Es la cantidad de agua por unidad de tiempo que consume una persona. En nuestro país se ha separado la ejecución de programas de acueductos en dos sectores que se han definido como rural y urbano.

Para la determinación del consumo mínimo de agua para fines de diseño, las normas del Instituto Nacional de obras Sanitarias “Para el Diseño de los Abastecimiento de Agua”, contempla lo siguiente: “Cuando sea necesario proyectar un sistema de abastecimiento de agua para una ciudad y no se tengan datos confiables sobre consumo se sugieren como consumos mínimos permisibles para el objeto de diseño los indicados en la siguiente tabla. [5]

Tabla 2.1. Consumos Mínimos Permisibles. [5]

Población (Hab.)	Servicio con Medidores (lts/pers/día)	Servicio sin Medidores (lts/pers/día)
Hasta 20.000	200	400
20.000 a 50.000	250	500
Mayor de 50.000	300	600

Fuente: Normas INOS - 1.965.

El conocimiento cabal de la información del consumo de agua potable, es de gran importancia para el diseño de estructuras funcionales, dentro de lapsos económicamente aconsejables. Nuestras normas, basadas en algunas investigaciones propias y apoyadas en las de otros países, asignan cifras para las dotaciones de agua expresándolas l/día/parc, l/pers/día, y en caso de industrias, en función del tipo y de la unidad de producción estas cifras nos conducen a la determinación de un gasto o consumo medio. [1]

2.7. Pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento.

Se define como pérdidas de agua, a la porción del volumen total suministrado que no alcanza su destino proyectado de consumo, porque se “queda” en el camino.

2.7.1. Causas de Pérdidas de Agua en Sistemas de Abastecimiento.

- Fugas. Cuando el flujo de agua que transita por la tubería se escapa a través de fisuras, grietas, roturas, empalmes deficientes o piezas filtrantes.
- Evaporación y desbordamiento de tanques. En la etapa de almacenamiento de agua potable, se puede perder una gran cantidad de agua por evaporación en tanques abiertos, o derrames productos de una mala operación o falta de control en el sistema.
- Errores de medición. La imprecisión de macro medidores y micro medidores acarrea pérdidas. En primer lugar, porque los volúmenes medidos no son reales, hay ciertas cantidades de agua que aunque pasan por el medidor no son contabilizadas, y aunque son consumidas no se facturan.
- Uso no medido. En una comunidad existe cierto uso necesario que no se mide. [6]

2.8. Consideraciones hidráulicas.

2.8.1. Definición.

- **Flujo en tuberías.**

El termino flujo en tuberías se aplica al flujo en un conducto circular cerrado lleno por completo por fluido. Para conductos cerrados que no sean circulares, se obtienen resultados razonablemente buenos en el intervalo turbulento de turbulencia con formulas normalizadas para flujo por tuberías, si el diámetro se reemplaza por cuatro veces el radio hidráulico. Pero, cuando hay una severa desviación de una sección circular, como en los conductos anulares, este método da valores demasiado bajos.

- **Flujo Laminar**

En el flujo laminar, las partículas del fluido se mueven en capas paralelas en una dirección. La distribución parabólica de la velocidad en el flujo laminar, que se ilustra en la figura 2.1, crea un esfuerzo cortante $\tau = \mu dV/dy$, en donde dV/dy es la rapidez de cambio de velocidad con la profundidad y μ es el coeficiente de viscosidad. Conforme aumenta este esfuerzo cortante, las fuerzas de viscosidad son incapaces de amortiguar las alteraciones y ocurre el flujo turbulento. La región del cambio depende de la velocidad, densidad y viscosidad del fluido y de tamaño del conducto.

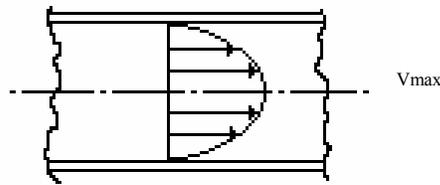


Fig. 2.1. La distribución de velocidad para un flujo laminar en un tubo circular es parabólica. La velocidad máxima es el doble de la velocidad media.

- **Flujo Turbulento**

En el flujo turbulento las fuerzas de inercia son tan grandes que las fuerzas de viscosidad no pueden amortiguar las perturbaciones ocasionadas, principalmente, por la rugosidad de las paredes. Estas perturbaciones crean remolinos o vórtices que tienen velocidad de rotación y de traslación. La traslación de estos remolinos es una acción de mezclado que origina un intercambio de cantidad de movimiento a través de la sección transversal del conducto. Como resultado, la distribución de velocidad es más uniforme, como se muestra en la figura 2.2, que para el flujo laminar.

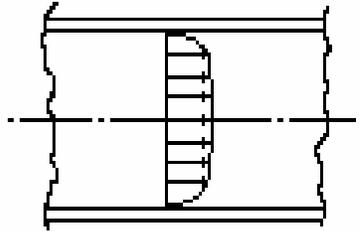


Fig. 2.2. La distribución de velocidad para flujo turbulento en un tubo circular está mas cerca de la uniforme que para el flujo laminar

Para un número de Reynolds menor de 2000, el flujo es laminar en los tubos circulares. Cuando el número de Reynolds es mayor de 2000, el flujo laminar es inestable; es probable que se amplifique cualquier perturbación y que el flujo se vuelva turbulento

- **Número de Reynolds**

Es un criterio seguro para determinar el flujo laminar o turbulento. Se trata de la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de viscosidad y se expresa con:

$$\boxed{\text{Re} = \frac{V * D}{\nu}} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde:

V = Velocidad del fluido (m/s).

D = Diámetro del tubo (m).

ν = Viscosidad cinemática (m²/s)

Para un número de Reynolds menor de 2000, el flujo es laminar. Cuando el número de Reynolds es mayor de 2000, el flujo laminar es inestable; es probable que se amplifique cualquier perturbación y que el flujo se vuelva turbulento. Para un número de Reynolds mayor de 2000, pero que éste a la izquierda de la línea discontinua de la figura 2.3, hay una transición de flujo laminar a turbulento. En esta región, hay una película laminar en las fronteras que cubre algunas de las proyecciones menores de la rugosidad. Esto explica la razón por la cual la pérdida por fricción en esta región tiene características tanto laminales como turbulentas. Conforme aumenta el número de Reynolds, la película laminar se reduce en espesor hasta que, al haber flujo por completo turbulento, ya no cubren ningunas de las proyecciones o saliente de rugosidad. A la derecha de la línea discontinua en la figura 2.3, el flujo es por completo turbulento y las fuerzas de viscosidad no afectan las pérdidas por fricción. [7]

Tabla 2.2. Expresiones para el cálculo del factor de fricción f . [1]

CONTORNO	EXPRESIÓN	AUTOR
Hidráulicamente liso $R_e^* < 5$	$R_e \leq 2000 \quad f = 64/R_e$ $2000 < R_e \leq 10^5 \quad f = 0,316/R_e^{1/4}$ $R_e > 10^5 \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \lg \left(\frac{R_e \sqrt{f}}{2,51} \right)$	Poiseuilli Blasius Nikuradse
Hidráulicamente en transición $5 \leq R_e^* \leq 70$	$R_e > 4000 \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \lg \left(\frac{2,51}{R_e \sqrt{f}} + \frac{\varepsilon}{3,71D} \right)$	Colebrook – White
Hidráulicamente rugoso $R_e^* > 70$	$R_e > 10000 \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \lg \left(3,71 \frac{D}{\varepsilon} \right)$	Nikuradse

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable.

“Luis Beltrán González”.

Estas expresiones están graficadas en la figura 2.3 denominada diagrama de Moody.

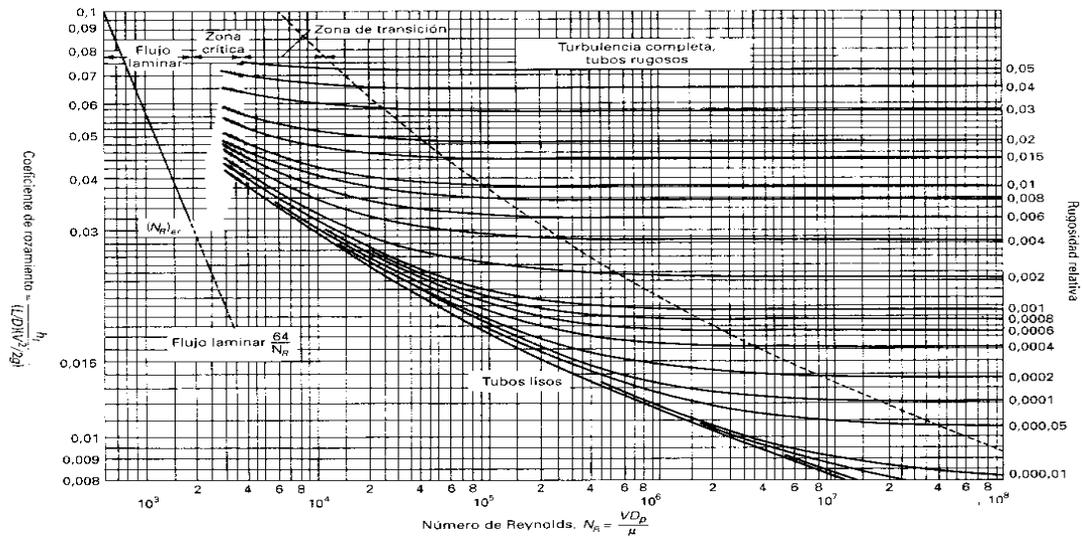


Fig. 2.3. Factores de Fricción para Flujos en Tubos. Diagrama Universal de Moody.

2.8.2. Fórmula de DARCY – WEISBACH

Una de las ecuaciones más utilizadas para flujo en tubos y es válida para el flujo laminar o turbulento y para todos los fluidos.

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga debida a la fricción, en m.

f = Factor de fricción.

L = Longitud del tubo, (m).

D = Diámetro del tubo, (m).

V = Velocidad del fluido, (m/s).

g = Aceleración debida a la gravedad, (9,81m/s²).

2.8.3. Formula de HAZEN – WILLIAMS

Es una de las más utilizadas para problemas de flujo en tubos en las redes de agua potable, aunque se desarrolló tanto para canales abiertos como para flujos en tubos:

Las pérdidas de carga por fricción son evaluadas mediante la expresión de Hazen Williams, como:

$$h_f = 10,67 * \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852} * \left(\frac{L}{D^{4,87}} \right) \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde:

C = Coeficiente de fricción. Conviene señalar que dicho valor se selecciona en base al período de operación de la tubería (años), diámetro y tipo de material.

Q = Caudal, (m³/s).

L = Longitud, (L).

D = Diámetro, (m).

h_f = Pérdida de carga por fricción, (m).[8]

2.9. Fuentes de agua

Las principales fuentes de abastecimiento de agua son el agua superficial y el agua subterránea.

Las fuentes superficiales incluían solo las aguas dulces naturales, como lagos, ríos y arroyos, pero con la expansión demográfica y el aumento del uso de agua por persona en relación con estándares de vida más altos, deben tenerse también en cuenta la desalinización y el aprovechamiento de aguas de desechos o negras.

Las aguas subterráneas, una porción de esta agua regresa directamente a la atmósfera mediante la evaporación y la transpiración, otra parte es retenida por fuerzas capilares y el resto fluye hacia abajo hasta que encuentra un estrato más o menos impermeable, el agua es contenida por una capa impermeable, o *acuicierre*, que fluirá hacia pozos, manantiales u otros puntos de recuperación. A menudo, las aguas subterráneas son de mejor calidad que las aguas superficiales, normalmente son menos costosas para explotar y en general proporcionan un suministro más confiable. [3]

La fuente debería aportar a la obra de captación para ser suministrada a la comunidad entre el 125% y 160% del consumo medio diario durante la vida útil de la obra. No obstante, es indeseable depender de una sola fuente y, en algunos casos, la diversificación es indispensable para tener seguridad. La fuente debe satisfacer la demanda durante las interrupciones de energía y cuando hay desastres naturales o accidentes. [9]

2.10. Acueductos y tuberías para agua

2.10.1. Transporte y Distribución

El agua, bien sea sacada de la superficie o de fuentes subterráneas, debe ser transportada a la comunidad y distribuida a los usuarios. El transporte desde la fuente hasta el punto de tratamiento puede ser proveído por acueductos, tuberías o canales

abiertos, pero una vez ha sido tratada, el agua es distribuida mediante conductos cerrados presurizados. El bombeo puede ser necesario para traer el agua al punto de tratamiento y es casi siempre parte del sistema de distribución. A continuación trataremos los tipos de conductos y de materiales usados en el transporte y distribución del agua. [3]

2.10.2. Acueductos.

Se refiere usualmente a conductos construidos de mampostería y hechos con la pendiente hidráulica. Tales estructuras son operadas a presión atmosféricas y, a menos que la pendiente hidráulica disponible sea muy grande, tienden a ser mayores y más costosas que las tuberías operadas bajo presión. [3]

Ventajas de los acueductos:

- La posibilidad de construcción con materiales locales disponibles.
- Más duración que los conductos de metal.
- Menor pérdida de capacidad hidráulica con el tiempo.

Desventajas:

- Necesidad de proveer la máxima capacidad inicialmente.
- Probabilidad de interferencia con el drenaje local.

2.10.3. Esfuerzos en Tuberías

La tubería usada en el transporte y distribución de agua es siempre de sección transversal circular. Los esfuerzos que debe resistir la tubería son producidos por:

- La presión estática del agua.
- Fuerzas centrífugas causadas por los cambios en dirección de flujo.
- Cambios de temperatura.
- Cambios repentinos de Velocidad.

Fenómeno éste llamado *golpe de ariete*.

El golpe de ariete resulta de una repentina detención de flujo o disminución de éste en un conducto. La energía cinética del agua que se mueve a lo largo de la tubería es convertida en energía potencial almacenada en el agua y en las paredes del conducto a través de la deformación elástica de ambos. El agua es comprimida y el material del conducto es estirado. [3]

Medidas Generales Contra el Golpe de Ariete.

El golpe de ariete es combatido, en la práctica, por varias medidas:

- Limitación de la velocidad en las tuberías.
- Cierre lento de válvulas o registros, construcción de piezas que no permitan la obstrucción muy rápida.
- Empleo de válvulas o dispositivos mecánicos especiales, válvulas de alivio, cuyas descargas impiden valores excesivos de presión.

- Fabricación de tubos con espesor aumentando, teniendo en cuenta la sobrepresión admisible.
- Construcción de pozos de oscilación (surge tanks) capaces de absorber los golpes, permitiendo la oscilación del agua. Esta solución es adoptada siempre que las condiciones topográficas sean favorables y las alturas geométricas pequeñas. Los pozos de oscilación deben ser localizados tan próximos como sea posible de la casa de máquinas. [10]

2.10.4. Tuberías

Son las encargadas de transportar el agua a presión hasta el sitio de consumo; según Mijares [1983], se pueden clasificar según su función de la siguiente manera: [1]

- Tubería matriz (mayor de 400mm): Conducen el agua desde los tanques de almacenamiento o estaciones de bombeo o aducción a las tuberías arteriales.
- Tuberías arteriales o principales: suplen los gastos a los hidrantes y consumo en general.
- Tuberías de relleno: Pueden hacer la misma función de las arteriales, pero en lo general se utilizan para intercomunicar redes para formar mallas por lo cual generalmente son de diámetros menor que las arteriales.
- Tuberías de servicio: Suplen el consumo desde las tuberías a los medidores comerciales instalado en residencia o institución que reciba el servicio.

2.10.4.1. Profundidades De Tuberías.

Cuando se instalan tuberías para la conducción de agua potable, paralelamente a tramos de tuberías de recolección de aguas residuales, colector cloacal o ramal de empotramiento, se alejara una de otra la mayor distancia libre horizontal posible. La distancia libre mínima horizontal exterior entre las tuberías para la conducción de agua potable y los colectores cloacales será de dos (2) metros, y la cresta del colector cloacal o ramal de empotramiento deberá quedar a una distancia vertical exterior, no menor de 0.20 metros por debajo de la parte inferior de la tubería de agua potable.

En ocasiones en las que circunstancias debidamente justificadas no se pueda mantener la distancia vertical mínima de 0.20 metros entre ambas tuberías, se tomarán las precauciones necesarias para proteger la tubería de agua potable, tales como la utilización de juntas herméticas, y el recubrimiento del colector cloacal con envoltura de concreto resistencia de 28 días , de 140kg/cm^2 , de 10 cm. de espesor como mínimo alrededor de toda la tubería y en una longitud igual a la del paralelismo entre ambos conductos, más un exceso de 1.50 metros en ambos extremos; o la utilización e instalación de cualquier otro material que garantice la ausencia de filtraciones en el colector cloacal, a juicio de la autoridad sanitaria competente, tal como lo señala el artículo 33 de la Gaceta Oficial Extraordinario N° 4.103 [11].

En general, las profundidades mínimas y anchos de zanjas recomendados, a que deben de instalarse las tuberías y llaves de paso, medidas desde la rasante definitiva del pavimento de la calle al eje de tubería serán las especificadas en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Profundidades Y Anchos De Zanjas para Tuberías. [11]

Diámetro nominal tubería mm.(Pulgadas)	Profundidad de la zanja (cm).	Ancho de la zanja (cm).
100 (4'')	70	45
150 (6'')	89	53
200 (8'')	90	60
250 (10'')	105	65
300 (12'')	120	75

Fuente: Gaceta Oficial De Venezuela N° 4.103 Extraordinario.

2.10.4.2. Colocación de las Tuberías de Acueductos.

Las tuberías de distribución se colocan en zanjas para protegerlas de agentes exteriores y para no obstaculizar el tránsito de las calzadas. Antes de ser colocado el tubo en la zanja debe limpiarse interiormente. Los cortes de tubos para colocar válvulas u otros accesorios se harán de manera acabada y sin dañar el tubo, obteniéndose un extremo normal al eje del tubo. Una vez colocada, debe mantenerse con el alineamiento y pendiente especificados para el tramo. Para evitar roturas a los tubos, deben manipularse con la ayuda de gomas y planchas de deslizamiento.

Si la colocación de tubería no está en progreso, es necesario cerrar los extremos de la misma con tapones de madera u otro medio adecuado. En general, en tuberías de espiga- campana se acostumbra colocar los extremos de ella hacia la dirección de colocación. En líneas con pendientes apreciables, las campanas deben colocarse hacia arriba. [12]

2.10.4.3. Determinación de Diámetros para Tuberías de Acueductos.

Para la determinación y predimensionado de los diámetros será necesaria la aplicación de la ecuación de Hazen-William que permitirá obtener la combinación de diámetro expresándolo de la siguiente forma: **[1]**

$$Q = 0,8725 \times C \times D^{2,63} \times J^{0,64} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

$$J = \frac{(N_1 - N_2)}{L} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s).

C = Coeficiente de fricción (Adimensional).

D = Diámetro (m).

J = Pérdidas (m/m).

N₁ = Cota del punto 1 de la tubería (m).

N₂ = Cota del punto 2 de la tubería (m).

Despejando D de la **Ec. 2.1**, nos queda:

$$D = \left(\frac{Q}{0,2785 \times C \times J^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

El coeficiente de fricción C es un valor que se encuentra en función del tipo de material del cual esta hecha la tubería, su edad y el diámetro de la misma. Dicho dato se puede hallar en la tabla 2.4, titulada valor del coeficiente de Hazen-Williams, la cual se presenta a continuación

Tabla 2.4. Valor del coeficiente C de Hazen-Williams. [1]

Material	Condición	Diámetro (pulgadas)	C_{HW}
Hierro Dulce	Nuevo	Todos	130
	5 años de edad	$d \geq 12$	120
		$8 \leq d \leq 10$	119
		$4 \leq d \leq 6$	118
	10 años de edad	$d \geq 24$	113
		$12 \leq d \leq 20$	111
		$4 \leq d \leq 10$	107
	20 años de edad	$d \geq 24$	100
		$12 \leq d \leq 20$	96
		$4 \leq d \leq 10$	89

Tabla 2.4. Valor del coeficiente C de Hazen-Williams. (Continuación)

Material	Condición	Diámetro (pulgadas)	C_{HW}
Hierro Dulce	30 años de edad	$d \geq 30$	90
		$16 \leq d \leq 24$	87
		$4 \leq d \leq 14$	75
	40 años de edad	$d \geq 30$	83
		$16 \leq d \leq 24$	80
		$4 \leq d \leq 14$	64
	50 años de edad	$d \geq 30$	77
		$16 \leq d \leq 24$	74
		$4 \leq d \leq 14$	55
Acero Soldado	Constante	$d \geq 12$	120
		$8 \leq d \leq 10$	119
		$4 \leq d \leq 6$	118
PVC	Constante	Todos	150
Hierro Galvanizado	Constante	Todos	100
Asbesto-Cemento	Constante	Todos	140

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable. “Luis González”.

2.10.4.4. Tipos de material de tuberías

- Tuberías de hierro
- Tuberías de acero
- Tuberías de concreto
- Tubería de asbesto cemento
- Tuberías de plástico

2.10.5. Válvulas

Una gran variedad de válvulas y accesorios especiales son usados en los sistemas de distribución de agua. Estas facilitan la operación y el mantenimiento de los sistemas de tuberías de conducción de aguas, entre las cuales se describen las siguientes:

Las válvulas de compuerta son por lo general usadas para servicio de prendido y apagado por su bajo costo y por ofrecer cierres relativamente seguros. Las válvulas de compuerta están localizadas a intervalos reguladores por todo el sistema de distribución para que los daños en el sistema puedan ser aislados con facilidad.

Las válvulas de check permiten que el agua fluya en una sola dirección y son comúnmente usadas para impedir reversiones de flujo cuando las bombas son apagadas. Las válvulas de cheque instaladas al final de una línea de succión son llamadas *válvulas de pie*.

Las válvulas de globo y de ángulo son rara vez usadas en sistemas de distribución de agua. Su principal aplicación es en plomería doméstica, donde su bajo costo importa más que sus pobres características hidráulicas.

Las válvulas tapón constan de un tapón cónico que gira en una base cónica. Cuando la válvula está abierta, un hueco en el tapón coincide con los agujeros en la base y éstos a su vez, son extensiones de la tubería en la cual la válvula es colocada. Tales válvulas, cuando están abiertas, no ofrecen prácticamente resistencia al flujo.

Las válvulas de mariposa son muy usadas tanto en aplicaciones de baja como de alta presión. En grandes tamaños, son sustancialmente más económicas, más compactas, más fáciles de operar y menos sujetas a desgaste que las válvulas de compuerta. Sin embargo, no son convenientes para líquidos que contienen materiales sólidos, los cuales podrían impedir su cierre total.

Las ventosas se colocan en tuberías largas para permitir la salida del aire que se acumula en los puntos altos y para impedir presiones negativas desde la construcción cuando las líneas son drenadas. Estas válvulas operan automáticamente: se abren para dejar salir el aire acumulado y se cierra cuando la tubería está llena de agua.

Las válvulas reguladoras de presión reducen automáticamente la presión aguas abajo hasta cualquier nivel deseado. Dichas válvulas funcionan usando la presión aguas arriba para disminuir el flujo a través de una abertura similar a la que presenta la válvula de globo. La válvula de supresión se cerrará (o se abrirá) hasta que la presión aguas abajo alcance el valor preestablecido.

Los preventores de contraflujo son válvulas automáticas que están diseñadas para impedir la contaminación de los abastecimientos de agua por bajas de presión transientes desfavorables, las cuales pueden causar reversiones de flujo. [3]

2.10.6. Hidrantes.

Está conformado por un barril de hierro fundido con una campana o brida en la parte baja, la cual se conecta a un ramal de la tubería principal de agua. Se han desarrollado especificaciones para los hidrantes, entre las cuales se incluyen las siguientes características: [3,1]

- El hidrante deberá ser lo suficientemente lento en cerrarse, de tal manera que el golpe de ariete no exceda la presión de trabajo o 400 KPa (60lb/pulg²), cualquiera que sea mayor.
- Se espaciarán 200 m ($\phi \geq 6''$) 150 mm para zonas residenciales o comerciales que posean un área de construcción menor al 120% del área vista en planta, en caso contrario inclusive zonas comerciales e industriales se espaciarán 100 m con $\phi \geq 8''$ (200 mm).
- En zonas rurales (2000 < población \leq 5000) Mijares [1] recomienda diámetros $\geq 4''$ (100 mm).

2.10.7. Consideraciones Complementarias de orden Práctico para el Diseño de las Redes de Distribución: [1]

Tapones. En ramales ciegos, en cuya extremidad se coloque un tapón, existirá una presión hidráulica que regenera una fuerza aplicada perpendicularmente a la sección transversal de la tubería; la magnitud de dicha fuerza dependerá por tanto de la presión en el punto del área y de dicha sección.

Codos. En los cambios de dirección, codo, la fuerza va dirigida en la dirección de la bisectriz del ángulo y tiende a empujar el codo hacia fuera. Está representada por la expresión:

$$f = 2P \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} \quad (\text{Ec.2.17})$$

Donde:

f = Fuerza Aplicada

P = Presión mínima normalizada

α = Angulo de la bisectriz

Reducciones. Cuando se producen cambios de diámetros en una red de distribución y se hace por tanto necesario su unión mediante conos de reducción, la fuerza actuante en el sentido del diámetro menor tiende a empujarlo en esa dirección, y la magnitud de dicha fuerza puede calcularse como:

$$f = \frac{F}{2 \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}} \quad (\text{Ec.2.18})$$

Donde:

f = Fuerza Aplicada

F = Fuerza Actuante

α = Angulo

Tees. En redes d distribución es frecuente la utilización de piezas de conexión en forma de “T”.

En tales casos la fuerza actuante viene dada por la expresión

$$F = P \times d \quad (\text{Ec.2.19})$$

Donde:

F = Fuerza Actuante

P = Presión

d = Diámetro

2.10.8. Efectos del material de la tubería en la calidad del agua.

La calidad del agua puede ser desfavorablemente afectada por los materiales de la tubería a través de la cual es transportada. Tales efectos dependen, en parte, de las características iniciales del agua al igual que del material de la tubería. Es altamente probable que el agua ácida y baja en sólidos disueltos ataque cemento o cualquier metal con el que tenga contacto, y algunos de los materiales disueltos pueden ser perjudiciales para la salud, además de estéticamente indeseable.

- El hierro disuelto en las tuberías de hierro o acero puede producir color rojo u contribuir con un sabor metálico al agua.
- El plomo puede ser disuelto de las tuberías de plomo que aún siguen en uso en algunas comunidades o de las uniones soldadas de las tuberías de cobre de uso doméstico.
- Las tuberías de plástico, bajo algunas circunstancias, pueden permitir el paso de material orgánico a través de la pared y contaminar el agua que está siendo

transportada. Tal contaminación puede sólo ocurrir, claro, si la parte externa de la tubería está expuesta a sustancias orgánicas a las cuales es permeable.

2.10.9. Corrosión.

La corrosión puede ser definida como la conversión de un metal en una sal u óxido con la pérdida de propiedades convenientes tales como resistencia mecánica. La corrosión puede ocurrir sobre una superficie totalmente expuesta o puede estar localizadas en discontinuidades micro o macroscópicas en el metal. [3]

2.11. Captación y distribución de agua.

2.11.1. Captaciones.

Las fuentes de aguas superficiales están sujetas a grandes variaciones en flujo, calidad y temperatura, y las estructuras de captación deben ser diseñadas para que el flujo requerido pueda ser usado a pesar de estas fluctuaciones naturales. La captación en sí consta de una abertura (a menudo con rejillas de alguna forma) y un conducto que transporta el flujo a un colector de agua desde el cual puede ser bombeado a la planta de tratamiento.

Para localizar las captaciones se deben considerar con anticipación variaciones en el nivel de agua, requerimientos de navegación, corrientes locales, patrones de deposición y de socavación de sedimentos, variaciones espacio-temporales en la calidad del agua, y la cantidad de desechos flotantes. A continuación les nombraremos varios tipos de captación:

- Captaciones en las presas de embalse.
- Captación en lagos.
- Captación en ríos.

2.11.2. Métodos de Distribución

El agua puede ser distribuida mediante gravedad, también por bombas junto con almacenamiento en línea. La *distribución por gravedad* es posible sólo cuando la fuente de suministro está localizada en gran medida sobre el nivel de la ciudad. Ésta es la técnica más aconsejable, siempre que haya múltiples conductos bien protegidos llevando el flujo a la ciudad. Las altas presiones para combatir el fuego pueden requerir el uso de camiones con motobombas, y las áreas bajas podrían necesitar ser aisladas para prevenir la excesiva presión.

El *bombeo sin almacenamiento* es el método de distribución menos aconsejable, puesto que no provee flujo de reserva en el evento de una falla de energía y las presiones fluctuarán en gran proporción con las variaciones en flujo. Dado que el flujo debe ser constantemente variado para coincidir con la impredecible demanda, se necesitan sofisticados sistemas de control.

El *bombeo con almacenamiento* es el método de distribución más común. El agua es bombeada a una tasa más o menos uniforme. El exceso se almacena en tanques elevados distribuidos por todo el sistema. Durante periodos de alta demanda, el agua almacenada aumenta el flujo bombeado, ayudando así a equilibrar la tasa de bombeo y a mantener una presión más uniforme en el sistema. Puede ser económico, en algunos casos, bombear sólo durante horas pico para minimizar el costo de energía. [3]

2.11.3. Almacenamiento.

El agua es almacenada para equilibrar tanto las tasas de bombeo a corto plazo como el suministro y la demanda a largo plazo, y para suministrar agua durante emergencias como incendios y pérdidas de capacidad de bombeo. [3]

En la ubicación de un tanque de almacenamiento se debe tener presente el criterio de que las pérdidas de cargas sean más o menos iguales en cualquier dirección y que una altura única del tanque fuese suficiente; por esto en sitios planos y de densidades de población uniforme el centro de ésta sería el adecuado; para el caso de densidades de población no uniforme el estanque podría estar más hacia el lado de mayor densidad de población. [5]

La capacidad de los tanques de almacenamiento elevados depende de las variaciones del flujo esperadas en el sistema. El equilibrio de la tasa de bombeo, es decir, la provisión de suficiente capacidad para permitir el bombeo a una tasa constante, requiere normalmente un almacenamiento entre 15 y 30% del uso diario máximo. Aparte del almacenamiento necesario para equilibrar el bombeo se deben tomar en cuenta los siguientes tópicos:

1.- Compensación de las fluctuaciones del consumo.

Cuando ésta es la función del tanque la capacidad puede ser obtenida de la siguiente manera: [1]

- Según Mijares (1983) representa un 25% - 28% del consumo medio de la población para distribución por gravedad.
- Una manera más precisa sería obteniendo el diagrama de consumo para un día promedio (Figura 2.4.), y elaborando la curva de consumos acumulados (Figura 2.5.), la pendiente entre el punto de comienzo de consumo y el punto de culminación del día representa el gasto medio y la suma de las máximas ordenadas referente al consumo medio representa el volumen a almacenar para compensar las fluctuaciones del consumo.

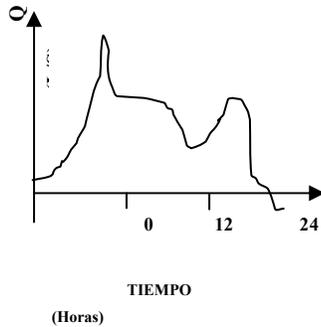


Fig. 2.4. Curva de Variación
construida Horaria para un día típico.
variaciones

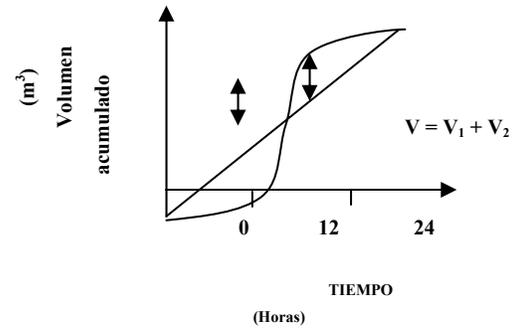


Fig. 2.5. Curva de consumos acumulados
en base a la curva a la curva
horaria para un día típico

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable. “Luis Beltrán González”.

2.-Capacidad para combatir incendios.

El MSAS 1989, establece para zonas residenciales destinadas a las viviendas unifamiliares, o bifamiliares aisladas 10 l/seg y para zonas residenciales destinadas a viviendas multifamiliares, comerciales o mixtas e industriales, 16 l/seg para baja densidad y 32 l/seg para alta densidad y la duración se supondrá de 4 horas.

Además de esto según las normas INOS (1965) los gastos y la duración de los incendios se obtendrán de las tablas 2.6. y 2.7.

Tabla 2.5. Gastos y duración de incendios (INOS 1965). [1]

Tipo de acueducto	Gasto (l/seg.)	Duración (hr)
Población menor 2000 hab.	0	0
Población menor 5000 hab.	$Q = 15\sqrt{x}$ $X = \text{miles de habitantes}$	Tabla 2.5
Población mayor de 5000 hab. En población mayor 200000 hab. se deben considerar 2 incendios: uno en el sector comercial e industrial con el gasto $Q = 15\sqrt{x}$ y otro en el sector residencial con un gasto de 32 l/seg.	$Q = 15\sqrt{x}$ $Q = (\text{l/seg.})$	Tabla 2.5
Secciones de la ciudad no muy densamente construida y con edificaciones pequeñas.	32 l/seg.	Tabla 2.5
Secciones de la ciudad muy densamente construidas y con edificaciones hasta de 3 pisos.	64 l/seg.	Tabla 2.5
Secciones de la ciudad con edificios de más de 3 pisos.	96 l/seg.	Tabla 2.4

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable. “Luis Beltrán González”.

Tabla 2.6. Duración de Incendios. (INOS 1965). [1]

Gasto requerido de incendio (l/seg.)	Duración (h)
Menor de 30	3
De 30 a 106	4
de 106 a 150	5
Mayor de 150	6

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable. “Luis Beltrán González”.

3.- Capacidad para suplir agua en caso de interrupciones del abastecimiento matriz.

Según INOS puede estimarse un periodo de interrupción de 4 horas y el gasto medio de consumo para la determinación de la capacidad.

Cuando el suministro pueda considerarse eficiente y seguro, se puede prescindir de este volumen.

4.- Capacidad total o cuando el volumen total del tanque seria la suma de las capacidades anteriormente definidas.

Investigaciones llevadas a cabo por Mijares (1983), indicaron la conveniencia de almacenar un 45% del consumo medio diario para poblaciones hasta de 1000 habitantes, y de un 35% del consumo medio diario para poblaciones comprendidas entre 1000 y 5000 habitantes. [1]

2.11.4. Diseño de sistemas de distribución de agua.

El diseño detallado de un sistema de distribución de agua es afectado por la topografía local, la densidad de población existente y esperada y la demanda

comercial e industrial. Primero el caudal debe ser desagregado en subáreas individuales del sistema. Luego, un sistema de circuitos entrelazados debe ser empleado. Los flujos desagregados son entonces asignados a varios nodos del sistema. El diseño involucra la determinación de los tamaños de las arterias, las líneas secundarias y las pequeñas conducciones de distribución requeridas para asegurar que las presiones y velocidades deseadas en el sistema se mantengan bajo una variedad de condiciones de flujo de diseño. [3]

2.11.4.1. Variaciones periódicas de los consumos.

Los consumos de agua de una localidad muestra variaciones estacionales, mensuales, diarias, y horarias y pueden expresarse en función (%) del Consumo Medio (Q_m). Es bien sabido, que en épocas de lluvia, las comunidades demandan menores cantidades de agua del acueducto que con época de sequía.

Este consumo medio diario (Q_m) puede ser obtenido:

- a) Como sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.
- b) Como el resultado de una estimación de consumo per cápita para población futura del periodo de diseño.
- c) Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.

El Consumo Medio Diario (QM)

Puede ser obtenido:

- a) Como la sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.
- b) Como el resultado de una estimación de consumo per cápita para la población futura del período de diseño.

c) Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.

El Consumo Máximo Diario (QMD)

Se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año.

El Consumo Máximo Horario (QMH)

Se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo.

En la tabla 2.7, se presentan el cálculo del Q_{MD} y Q_{MH} por diversos autores.

Tabla 2.7. Cálculo de Q_{MD} y Q_{MH} por diversos Autores. [1]

Autor	Arocha	Mijares	INOS	MSAS
Caudal	(1997)	(1983)	(1965)	(1989)
$Q_{MD} = K_1 \cdot Q_m$	$K_1 = (1,2 - 1,6)$	$K_1 = 1,25$	$K_1 = 1,20$	$K_1 = 1,25$
$Q_{MH} = K_2 \cdot Q_m$	$K_2 = (2 - 3)$	$K_2 = 2,75 - 0,0075X$ (1000hab < Pob < 100.000hab) X= población en miles de hab. $K_2 = 2$ (Pob \geq 100.000hab) $K_2 = 2,75$ (Pob \leq 1000hab)	$K_2 = 2,5$	

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable. “Luis Beltrán González”.

2.11.4.2. Chequeo de velocidades (selección de diámetros)

Las velocidades máximas y gastos máximos admisibles para cada diámetro de tubería según INOS (1966) se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 2.8. Relación diámetro- velocidad económica. [1]

Diámetro		V. máx	Q.máx
Mm	Pulg.	m/s	L/s
* 75	3" (mín Z. Rural)	0,70	3,05
* 100	4" (mín Z. Urbana)	0,75	5,89
150	6"	0,80	14,14
200	8"	0,90	28,27
250	10"	1,00	49,09
300	12"	1,10	77,75
350	14"	1,20	115,45
400	16"	1,25	157,10
450	18"	1,30	206,76
500	20"	1,40	274,90
600	24"	1,60	452,39
700	30"	1,60	729,60

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable. "Luis Beltrán González".

Para calcular el gasto de incendio se permiten velocidades hasta de 2 m/seg, siempre que las presiones sean permisibles. [1]

2.11.4.3. Capacidad y presión del sistema.

La capacidad de los sistemas de distribución debe comprender tanto los requerimientos de reserva o de disponibilidad inmediata para combatir incendios, como los de las fluctuaciones en las demandas domésticas industriales y otras. Las presiones en sistemas de distribución municipales fluctúa entre 150 y 300 Kpa (20 a 40 lb/pulg²) este rango es adecuado para uso normal y puede ser utilizado para abastecimiento contra incendio en pequeñas ciudades. [2,4]

Chequeo de Presiones.

En todos estos análisis se deben, finalmente, determinar las presiones residuales en la red, al objeto de conformarlas con las siguientes normas del INOS (1965).

Tabla 2.9. Presiones Mínimas Según Norma INOS. [1]

a) Durante incendios.

Uso	Disposición Final	Presión Mínima
Núcleos urbanos	Carro-bombas	14 m
Ciudad sector comercial e industrial	Sin carro-bombas	42 m
Ciudades sector Residencial	Sin carro-bombas	35 m
Población rural	Sin carro-bombas	10 m

b) Durante consumos máximos

Uso	Presión mínima
Barrios surtidos con plumas públicas	5 m
Barrios de segunda categoría	15 m
Áreas residenciales con edificación hasta 3 pisos	25 m
Áreas con edificio de 4 a 6 pisos	35 m
En zonas comerciales e industriales Exclusivamente:	
Para ciudades hasta 15000 hab.	25 m
Para ciudades de 15000 a 50000 hab.	35 m
Para ciudades de más de 50000 hab.	50 m

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable. “Luís Beltrán González”.

2.11.5. Redes de distribución.

Para el diseño de la red ya se debe tener definida la fuente de abastecimiento y la ubicación del estanque de abastecimiento. Las características de agua están definidas por los consumos, estimándose en base a las dotaciones. Para el análisis de la red se toman las condiciones más desfavorables para condiciones de consumo máximo horario y la estimación de la demanda de incendio. [2]

2.11.5.1. Tipos de distribución.

Dependiendo de la topografía, de la vialidad y de la ubicación de las fuentes de abastecimientos y del estanque puede determinarse el tipo de red de distribución a usar, entre los que tenemos:

- a) **Tipo Ramificado:** este tipo de red es utilizado cuando la topografía es tal que dificulta, o no permite la interconexión entre ramales. También puede originarse por el desarrollo lineal a lo largo de una vía principal o carretera.
- b) **Tipo Mallado:** este tipo de red de distribución es el más conveniente y tratará siempre de lograrse mediante la interconexión de la tubería a fin de crear un círculo cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente.
- c) **Tipo Mixto:** Este tipo de red posee tramos ramificados y mallas.

2.11.6. Mantenimiento en sistema de distribución.

Entre las operaciones que involucran el mantenimiento el sistema de distribución se tienen: [3]

- La limpieza ocasional.
- El servicio de válvulas e hidrantes.
- La inspección de fugas.
- Las reparaciones.
- Las desinfecciones de secciones reparadas.
- En algunas áreas, el deshielo de tuberías congeladas.

2.12. Sistema de bombeo de agua potable

En el caso de estaciones de bombeo, el gasto a considerar debe ser el correspondiente al consumo máximo diario, pero en virtud de que ahora interviene una nueva variable, que es el tiempo de bombeo, es conveniente y justificado hacer un análisis considerando los gastos máximos y mínimos, como consecuencia de las demandas en los consumos actual y futuro, así como los incrementos durante el período de diseño se debe tener en cuenta además, la vida útil de los equipos lo cual

generalmente es menor que el del resto de los componentes del sistema de abastecimiento.

Casi siempre resulta más ventajoso el seleccionar los equipos de bombeo para un gasto correspondiente a:

$$Q_b = Q_m * \frac{24}{N} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Cuando sea necesario satisfacer la demanda del día de máximo consumo se deberá aumentar el tiempo de bombeo. ($N = \text{Núm. De horas de bombeo}$).

El número de unidades dependerá fundamentalmente del gasto de bombeo y de sus variaciones; debiendo además, suponer un margen de seguridad, previendo equipos de reserva para atender situaciones de emergencia. [2]

Las bombas más frecuentes utilizadas en los sistemas de tuberías se clasifican en bombas centrífugas, bombas de flujo axial y bombas de flujo mixto.

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. [14]

La condición de trabajo de cualquier bomba está definida principalmente por algunos factores entre los que podemos mencionar:

- *Caudal o gasto de bombeo (Q)*: Es el volumen de líquido que fluye a través de la bomba por unidad de tiempo. Se expresa con frecuencia en m^3/s o l/s .

- *Altura Total de Bombeo (H)*: Corresponde a la energía por unidad de peso o altura total transferida al fluido por la bomba, y que es equivalente a la altura de descarga H_D menos la altura total de succión H_S , es decir:

$$\boxed{H = H_D - H_S} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Usualmente se expresa en metros de columna del líquido bombeado.

- *Potencia Útil (P_u)*: Es la potencia hidráulica suministrada al fluido por la bomba, y se calcula con la expresión:

$$\boxed{P_u = \gamma \times Q \times H} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

En la cual γ es el peso específico del fluido. Se expresa generalmente en $\text{kgf} \cdot \text{m/s}$ o Kw.

- *Altura Estática de Bombeo (H_e)*: En las condiciones que usualmente prevalecen en los sistemas de abastecimiento, es la diferencia de cotas entre las superficies libres de agua (presión atmosférica) en las estructuras de descarga y alimentación a una línea de bombeo, respectivamente. Se expresa en metros de columna de líquido.
- *Rendimiento o Eficiencia (η)*: El incremento de la energía por unidad de tiempo, o potencia P_u que recibe el líquido a la salida de la bomba, es siempre inferior a la potencia P en el eje del motor, en razón de las pérdidas hidromecánicas que tienen lugar en el interior de la máquina hidráulica. Rendimiento o eficiencia se expresa:

$$\eta = \frac{P_u}{P} \quad (\text{Ec. 2.23})$$

- *Potencia (P)*: Se refiere a la potencia en el eje de transmisión, o sea la requerida por la bomba en un determinado punto de trabajo. Se expresa en kgf .m/s o Kw, y es equivalente a la relación:

$$P = \frac{P_u}{\eta} = \frac{\gamma \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

- *Torque (M)*: Es el par de las acciones dinámicas inherentes al proceso de transformación de energía en el interior de la bomba, con respecto al eje de transmisión. En condiciones permanentes existe equilibrio entre este torque y el generado por el motor, y la maquina rota a velocidad angular constante. La relación entre torque y potencia es:

$$M = \frac{P}{\omega} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Si se expresa P en Kgf .m/s y ω en rad/s, el torque resultará expresado en kgf.m.

- *Velocidad de Rotación (N, ω)*: Es la velocidad angular de los elementos giratorios del conjunto moto-bomba. Se expresa bien sea en revoluciones por minuto (N), o en rad/s (ω).

Al momento de realizar el diseño de un sistema de tuberías con una o más bombas rotodinámicas es importante considerar ciertos aspectos al momento de seleccionar la bomba más adecuada, entre los cuales podemos citar:

2.12.1. Línea de gradiente hidráulico en sistemas bombas-tuberías.

La presencia de bombas en un sistema de tuberías afecta las líneas de energía total y de gradiente hidráulico 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 esta conversión es añadir energía por unidad de peso (cabeza de velocidad o cabeza de presión) al flujo, aumento que es detectado por los manómetros aguas arriba y aguas debajo de la bomba; en consecuencia el aumento de energía se refleja en la altura manométrica en cada punto, afectándose así la forma y pendiente de las líneas mencionadas.

La figura 2.6 muestra las líneas de energía total y de gradiente hidráulico para un sistema de bombeo, el cual incluye una bomba única colocada sobre una tubería simple, esta bomba debe vencer la cabeza estática H_t más las pérdidas menores y las de fricción.

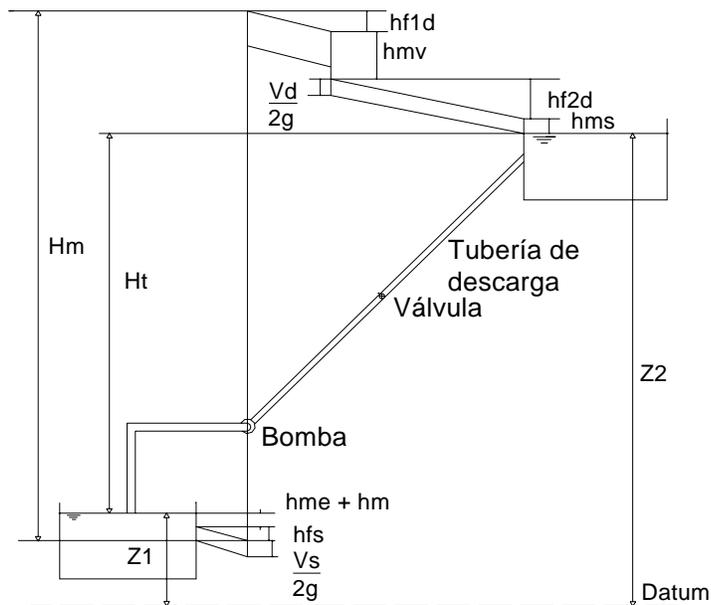


Fig. 2.6. Bomba colocada en un sistema de tubería simple.

A partir de esta figura se obtiene la siguiente expresión:

$$\boxed{H_m = H_t + \sum h_f + \sum h_m} \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Donde:

H_m = Cabeza manométrica.

H_t = Cabeza topográfica que debe ser vencida por la bomba

H_f = Pérdidas de cabeza por fricción

H_m = Pérdidas menores

2.12.2. Curvas de la bomba.

Las curvas de caudal contra cabeza total y contra eficiencia son suministradas por los fabricantes de las bombas. La primera de estas (Q vs H_m) se conoce como curva de la bomba cuya forma se muestra en la figura 2.7.

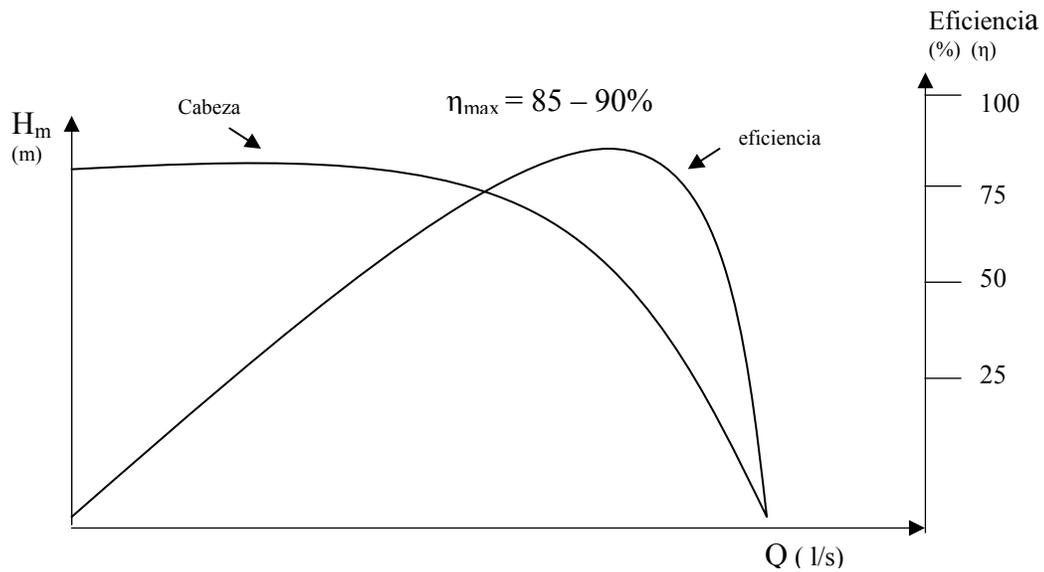


Fig. 2.7. Esquemas de las curvas de la bomba y de eficiencia de ésta.

Por lo general esa curva se puede expresar de la siguiente forma:

$$H_m = AQ^2 + BQ + C \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Donde los coeficientes A , B y C pueden ser calculados tomando tres puntos (Q, H_m) de la curva del fabricante y resolviendo esta ecuación para cada uno de ellos.

2.12.3. Curva del sistema.

A partir de la Ec. 2.23 y con la simplificación y reemplazo de ciertos valores se obtiene:

$$H_m = H_t + \left(\sum f_i \left(\frac{l_i}{d_i} \right) + \sum k_{mi} \right) * \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) \quad (\text{Ec. 2.28})$$

Esta ecuación indica que el caudal crece con la raíz cuadrada de H_m , la forma de la ecuación depende de las características de la tubería. Para construir la curva del sistema, se seleccionan una serie de valores de H_m y de la ecuación se obtiene los valores correspondientes del caudal. Las parejas de puntos se llevan a una grafica cuya forma general se representa en la figura 2.8.

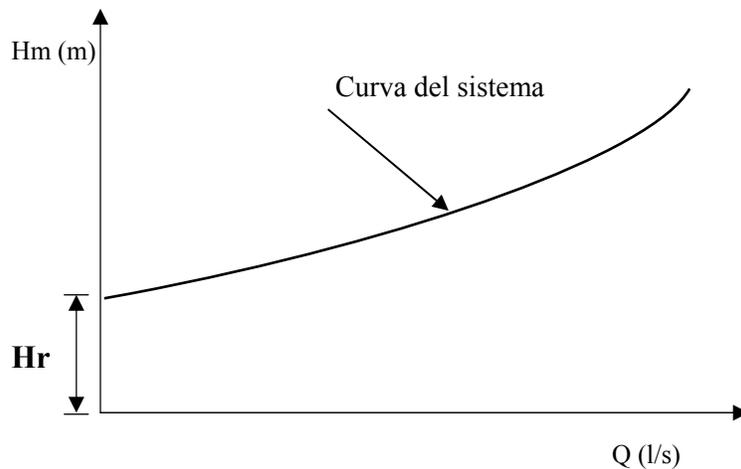


Fig. 2.8 Curva del sistema en un sistema bomba-tubería.

Su forma depende de la geometría y del material de la tubería y de la cabeza topográfica que debe ser vencida por la bomba.

2.12.4. Punto de operación de la bomba.

Una vez construidas las curvas de la bomba y la del sistema es fácil encontrar el punto de operación de ésta, es decir, el caudal que está siendo enviado y la cabeza suministrada por la bomba. Dicho punto de operación es el corte de las dos curvas anteriores, como se muestra en la figura 2.9:

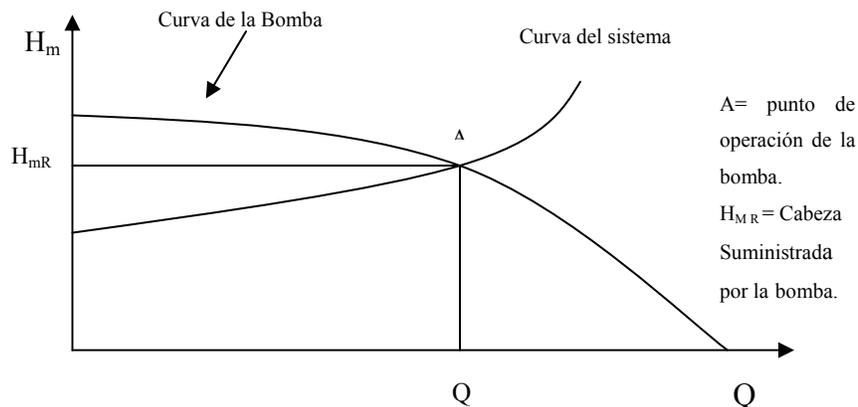


Fig. 2.9 Punto de operación de la bomba.

2.12.5. Limitaciones de la cabeza de succión.

En el caso de bombas, el fenómeno de cavitación puede ocurrir tanto en la tubería de succión como en los alabes del impulsor debido a que en estos lugares la presión tiende a ser menor que la atmosférica. La cavitación además de producir daños físicos y ruidos, puede llegar a reducir de manera considerable el caudal descargado. Con el fin de evitar todos estos efectos es necesario impedir que la presión a la entrada de la bomba sea menor que un cierto límite, el cual a su vez es influido por una posterior reducción adicional de presión a dicha entrada. Para establecer este límite se utiliza el término que se conoce como cabeza neta de succión positiva, el cual se representa por medio de la siguiente ecuación:

$$NPSH_{Disp} = \frac{p_a}{\rho g} - H_s - \frac{p_v}{\rho g} - \frac{V^2}{2g} - hf \geq NPSH_{Req} \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Donde:

p_a = Presión atmosférica (absoluta).

p_v = presión de vapor (absoluta).

H_s = Cabeza manométrica de succión. [14]

2.13. Investigaciones y estudios preliminares.

Cuando se ha de diseñar un sistema de Abastecimiento de agua, es necesario proceder con una investigación, en sitio, de todas las condiciones que pueda significar aporte de datos para un diseño equilibrado, suficientemente económico y capaz de llenar las necesidades bases de la obra que se desea construir. Estas investigaciones previas en sitio se pueden agrupar dentro de los apartados siguientes:

2.13.1. Estudios Demográficos.

Es un censo para determinar la población actual y su distribución. Los puntos más importantes son: densidades, categoría destino para cada manzana, con el objeto de poder clasificar posteriormente la zona edificada en consideración, ya que esa característica definirán las dotaciones de agua necesarias.

2.13.2. Estudios Topográficos.

Una vez reconocida el área perimetral de la población de diseño y preseleccionada las fuentes de abastecimiento probables, sitios convenientes para tanques de almacenamiento, planta de tratamiento (en casos de requerirse) y lugar para descarga de las aguas negras, se procederá a efectuar los levantamientos topográficos de conjunto plani-altimétricos, con enlaces poligonales y los de relleno para detalles. Básicamente, estos levantamientos deben dar una perfecta idea de conjunto y tener detalles suficientes para una ejecución posterior bien ubicada y deberán referirse a los puntos más cercanos de Cartografía Nacional.

En los datos de investigación de obras existentes deben incluirse datos topográficos que puedan privar en el diseño; cursos de aguas existentes y su recorrido urbano; tuberías y colectores enterrados; puentes y alcantarillas; líneas de ferrocarriles; zonas de aeropuertos, etc.

2.13.3. Estudios Sanitarios de la Hoya y Calidad del Agua.

Debe llevarse a cabo un reconocimiento sanitario del lugar, con inclusión de las hoyas hidrográficas de los cursos de agua incluidos entre los preseleccionados para abastecer la población y para recibir descargas cloacales.

Este reconocimiento comprende: tipo de disposición de excretas, sistemas de aguas cloacales, que descargan en la hoya, localizando las aldeas ribereñas con su número de habitantes. Si las aguas tienen o no, tratamiento y su alcance. Población de animales. Presencia de industrias que puedan contaminar el agua, indicando sus distancias del sitio elegible como lugar de captación.

2.13.4. Estudios Hidrológicos.

Este debe comprender un estudio de caudales máximos y mínimos de los cursos antes mencionados. Recopilación de aforos, si existen, o determinaciones de gasto mínimo en las épocas de sequías; oxígeno disuelto; constante de reaireación y desoxigenación. Esto, unido a las informaciones de los lugareños, mostrarán la posibilidad de ser suficiente para las demandas de consumo, o capaces de soportar las demandas bioquímicas de oxígeno de las aguas usadas. Si puede o no ser regulado para satisfacer los requerimientos de consumo. En este último caso, podrá ser necesario adicionar un levantamiento topográfico del posible vaso de agua del embalse y del sitio mismo donde ha de colocarse la presa. De la extensión superficial de la hoya; datos de materiales en sitio que puedan utilizarse en esas obras, hojas pluviográficas, en caso de existir estaciones hidrológicas cercanas, datos de evaporación, temperatura, humedad relativa del aire, velocidad y dirección de

los Vientos, etc. En caso contrario, será conveniente determinar algunos valores guías para comparaciones posteriores con sitios cercanos ya estudiados. En los ríos es muy importante incluir perfiles transversales en los sitios de captación de agua y descargas cloacales. En los lagos: profundidad y corrientes, oleajes, etc. Las aguas subterráneas, en caso de requerirse como fuentes deben también ser investigadas en relación a su calidad y cantidad. Si hay pozos, determinarles: diámetro, caudal, niveles estáticos y de bombeo, pendiente de la mesa alimentadora, peligros inmediatos de Contaminación de esas aguas, llevando a cabo un estudio geológico complementario de las formaciones adyacentes: tipo de formación, fallas, etc.

2.13.5. Estudios Geológicos.

Estos estudios comprenderán básicamente: prueba para fundaciones de estructuras pesadas: diques, plantas de tratamientos, tanque de almacenamiento. Geología de las cuencas de embalse. Situación y clases de canteras, minas de arena y arcilla. Deben tomarse, de los últimos, muestras para fijar posteriormente la calidad de los materiales. Geología de las capas superficiales mediante excavaciones, con objeto de estimar costos de excavaciones, de perforaciones, etc.

2.13.6. Estudios Misceláneos.

Esto comprende la recolección de datos complementarios a los ya obtenidos en las investigaciones de cada uno de los apartados ya considerados. Estos datos comprenderán esencialmente:

- a) **Climatología:** su influencia en los consumos de agua del lugar: temperatura, humedad relativa del aire, influencia de vientos, fertilidad de la zona.
- b) **Economía:** posibilidades de desarrollo por influencias no ocurridas hasta el momento de estos estudios: nuevas vías de comunicación, productividad mineral, establecimiento del sistema de abastecimiento de agua y redes cloacales.

- c) **Corrientes migratorias:** estadísticas sobre emigración e inmigración en la región y sus influencias sobre la población futura.
- d) **Estadísticas vitales:** índice de mortalidad y nacimientos.
- e) **Condiciones de transporte y costo de vida:** estos datos serán de gran utilidad en la elaboración posterior de presupuesto y planes de ejecución de las obras.

2.13.7. Estudio de Obras Existentes y Servicios Públicos.

En aquellos sitios donde existe un sistema de abastecimiento o de alcantarillado se deberán investigar todas sus características y aun su funcionamiento. Esos datos podrán determinar si pueden aprovecharse en su totalidad o parcialmente esas obras.

Deberán determinarse mediante sondeo las profundidades, diámetros, tipo y condiciones actuales de las tuberías y colectores. Definir mediante mediciones las características de las obras de tomas y definir las capacidades de los tanques de almacenamiento, con las situaciones y condiciones actuales de las estructuras. Líneas de aducción y su perfil longitudinal. Redes de cloacas y sus pendientes y diámetros.

Por último, tratar de determinar los consumos medios diarios y sus máximos horarios, y las variaciones anuales con relación al medio diario. Si las aguas se utilizan para riego y en que porcentaje y condiciones. Deberán a su vez, tomarse en cuenta las características de todos los otros servicios públicos existentes o de inmediata realización en la zona, que puedan inferir en el diseño del proyecto o en la ejecución del mismo. [1]

CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO

El marco metodológico de la siguiente investigación presenta un conjunto de métodos y técnicas que permiten lograr los objetivos planteados en el estudio realizado, y de esta forma proponer el diseño de un proyecto para un sistema de abastecimiento y redes matrices de agua potable en los barrios: Vista Alegre, Los Machos, La Caico, del sector Ojo de Agua, del Municipio Simón Bolívar, Estado Anzoátegui.

3.1. Tipo de investigación.

Según Tevni Grajales, G (1993). “Trabaja sobre realidades de hechos y su característica fundamentales la de presentar una interpretación correcta” [16]

El tipo de investigación es descriptiva debido a que se diagnosticó la problemática existente en el sector Ojo de Agua del Municipio Bolívar, estado Anzoátegui, en base a observaciones directas y entrevistas realizadas a personas que hacen vida en el mismo, y de esta manera nos permitió plantear la idea de un diseño para un sistema de abastecimiento de agua potable, y de esta forma proporcionarle al sector una mejor calidad de vida.

3.2. Diseño de la investigación.

Según Sabino (1997) “Consiste en la recolección de datos directamente de la realidad, donde ocurren los hechos sin manipular o controlar variable alguna”. Considerando el estudio el diseño de la investigación es de campo, ya que se tomaron los datos directamente del terreno estudiado, en condiciones naturales, sin necesidad de crear un ambiente artificial. [17]

3.3. Población y muestra.

3.3.1. Población

Una vez definido el problema y formulado los objetivos se hizo necesario determinar los elementos o individuos con que se llevaría a cabo el estudio. Según Arias (1998) población es “el conjunto de individuos para el cual serán válida las conclusiones de la investigación”. [18]

La población seleccionada para el estudio de la investigación, es de 1.745 personas, los cuales habitan en 331 viviendas distribuidas en los barrios: Vista Alegre con 820 habitantes , Los Machos con 275 habitantes y La Caico con 650 habitantes, del sector Ojo de Agua; además de esta población investigada se van a beneficiar los habitantes del Sector Mallorquín, los cuales cuentan con una población de 3.500 habitantes, porque la tubería principal de alimentación del proyecto pasa por la vía principal de este sector, situación que permitirá conectarse a ella, a solicitud del organismo encargado de este servicio de agua potable: HIDROCARIBE.

Tabla 3.1-Población Actual del Sector Ojo de Agua (2008)

Comunidad	Población Actual (Hab)
Mallorquin	3500
Vista Alegre	820
Los Machos	275
El Caico	650
Σ	5245

Fuente: Realizada por los autores.

3.3.2. Muestra

Según Holguin y Hayashi, (1993). “El análisis de la muestra permite inferir conclusiones susceptibles de generalización a la población de estudio con cierto grado de certeza” [19]

La muestra de la población investigada fue de 331 personas, ya que se le aplicó el cuestionario a una persona por vivienda.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.4.1. Técnicas:

En todo proceso de investigación se requiere el uso de diversas técnicas que permitan obtener información para el desarrollo del mismo.

En la siguiente investigación se utilizaron las siguientes técnicas

- **Observación directa:** según Sabino, C (1997) es “aquella a través de la cual se pueden conocer los hechos y situaciones de la realidad social”. en esta investigación se aplicó la observación directa, debido a que se pudo evidenciar y visualizar de cerca la problemática de los barrios del sector Ojo de Agua, que no cuentan con una red de distribución de agua potable, que les brinde los beneficios del vital líquido. [17]
- **Observación indirecta:** según Jorge H Montoya (1999) “es la observación a través de otros medios (personas, conocimientos previos, medios de comunicación)”. Se aplicó la observación indirecta ya que se obtuvo información de manuales, normas, libros, miembros de la comunidad, personal de Hydrocaribe, entre otros, referido todos al proyecto estudiado. [20]

- **Entrevistas no estructuradas:** Según Ander, E (1982). Son “preguntas abiertas las cuales se responden dentro de una conversación, la persona interrogada da una respuesta con sus propios términos, de un cuadro de referencia a la cuestión que se ha formulado”. se realizaron preguntas abiertas a la comunidad del sector Ojo de Agua, obteniendo toda la información necesaria para dar inicio al diseño del proyecto planteado. [21]

3.4.2. Instrumentos.

- **Cámara fotográfica:** se utilizó para facilitar la observación de tuberías primarias y secundarias, con la que se pudo detectar minuciosamente el deterioro de las mismas.
- **Sistema de posición global (GPS) Garmin modelo 12x:** con este se tomaron los puntos topográficos en el campo estudiado, con lo cual se nos permitió saber la situación y relieve de la zona, a fin de llevar a cabo una simulación de la realidad del sistema.
- **El cuestionario.** Según Hernández S. y Otros (1.991) “un cuestionario consiste en un conjunto de preguntas de una o varias variables e medir”. Se aplicó un cuestionario a la población investigada el cual fue suministrado por la empresa Hidrocaribe Ver apéndice B, tabla 1. [22]

3.5. Técnicas de análisis.

3.5.1. Software de computadora:

- **Autocad 2008:** el cual gestiona una base de entidades geométricas (puntos, líneas, áreas, entre otros), con lo que se pudo operar a través de una pantalla grafica en las que se muestran estas, el llamado editor de dibujo. Con este se

realizaron los planos necesarios para la ejecución del proyecto, para detallar la medida de acotamiento y dimensiones.

- **WaterCAD 4.5:** se utilizó para el análisis del sistema de abastecimiento, en donde fue necesario la introducción de datos específicos según los criterios establecidos para lograr la simulación del funcionamiento de la red
- **IP3 10.0 y análisis y control de obras:** se utilizó para el cálculo de presupuesto del proyecto diseñado.

CAPITULO IV: ANALISIS DE DATOS Y RESULTADOS

4.1. Revisión del sistema de abastecimiento existente en el sector ojo de agua del municipio simón bolívar del estado Anzoátegui.

El sector Ojo de Agua esta comprendido por tres barrios: Vista Alegre, Los Machos, La Caico; los cuales no cuentan con un sistema de distribución de agua potable. En la actualidad. Los barrios Los Machos y La Caico se abastecen deficiente y temporalmente mediante conexiones ilícitas a tuberías matrices de 16” de diámetro que va paralela a la vía Naricual, dicha tubería proviene por medio de aducciones de la planta de tratamiento del Vidoño, ubicada en el Rincón, con una capacidad de $3,1m^3/seg$, cuya fuente de abastecimiento la constituye el agua cruda que proviene de la estación de bombeo de Cunaguaro y la misma es abastecida mediante una toma aguas abajo del canal de Caratal, y el barrio Vista Alegre se abastece de agua cruda mediante conexiones ilícitas a una tuberías matriz que transfieren el agua del canal de Caratal y la toma los montones hacia la planta de tratamiento José Antonio Anzoátegui. Observando la situación en que se encuentra el sector Ojo de Agua se pudo detectar lo siguiente:

- El sector no cuenta con un sistema de distribución.
- Las tuberías matrices existente en la zona se encuentran en muy mal estado, debido a que tiene mas de 40 años y esta deteriorada.
- El sector no cuenta con un tanque de almacenamiento elevado para distribución de agua por gravedad en momentos de contingencias.

- La planta de tratamiento José Antonio Anzoátegui no cuenta con un sistema de bombeo adecuado para la distribución de agua a los sectores que abarca todo el proyecto.

4.2. Levantamiento topográfico:

La topografía es el arte de medir distancias horizontales y verticales entre puntos y objetos sobre la superficie terrestre, medir ángulos entre líneas terrestres y establecer puntos por medio de distancia y ángulos previamente determinados.

La topografía sirve como base para la mayoría de los trabajos de ingeniería, pues la elaboración de un proyecto se hace una vez que se tengan los datos topográficos que representen fielmente todos los accidentes del terreno sobre el cual se va a construir la obra, es decir, de ella se obtienen los datos necesarios que van a regir las pautas para la elaboración de cualquier proyecto de acueducto, siendo un factor determinante al momento de diseñar sistemas de abastecimientos y redes matrices de agua potable.

En la elaboración del proyecto se nos suministro en Hidrocaribe sede Puerto la Cruz un plano aerofotogramétrico y topográfico completo (con todos los detalles) en el software AutoCAD de gran parte de la zona norte del estado Anzoátegui, este elaborado por el ministerio de infraestructura (MINFRA). Este plano nos sirvió de mucho ya que con toda la información que contiene no hizo falta hacer el levantamiento topográfico con teodolitos.

Una vez revisada toda la información de los planos, se efectuó la toma de puntos topográficos en el campo estudiado, siguiendo el recorrido de la mejor ruta seleccionada para el diseño del sistema de distribución de la zona, esto mediante la

utilización de un sistema de posición global (GPS) marca Etrex Vista, esto con el fin de comparar la exactitud de las cotas del plano y el GPS, y finalmente se transfirieron todo estos datos al software AutoCAD y montado sobre el plano obtenido, teniendo así la ruta de las tuberías de acuerdo al relieve de la zona estudiada. Toda la información referente a las cotas se puede observar en la Tabla B1 del apéndice B.

4.2.1. Descripción de la Ruta.

Comenzara con el punto de empalme en la planta de Potabilización José Antonio Anzoátegui, de allí saldrá hasta la vieja carretera nacional a una distancia de 96 mts, luego ira a un lado de esta hasta la vía pele lojo con longitud de 1485mts, en este tramo anterior mente mencionado hay un empalme que va hacia el barrio Vista Alegre con longitud de 1089 mts de tubería distribuida en el mismo. En la vía pele lojo hay otro empalme y sigue el recorrido desde el puente de angostura hasta el portón principal de la empresa pepsi con 1417mts de longitud, en este tramo hay unas conexiones, una va dirigida hacia el callejón José Antonio Anzoátegui con longitud de 180m, otra hacia el callejón La Caico de 629,27m.

La ruta diseñada se puede observar en el plano AC-1 del apéndice D donde se muestra la red de distribución.

4.3. Demanda del acueducto:

Para conocer las demandas requeridas en la actualidad y en el futuro del sistema de acueducto de la zona estudiada, es necesario conocer tanto la población para el presenta año (2008) como la población que se abastecerá en el año 2038.

4.3.1. Población actual.

Para determinar la población actual se realizo un estudio demográfico en la zona de estudio, con el apoyo de las mesas técnicas de agua comunitarias de cada uno de los sectores involucrados.

4.3.1.1. Demografía.

La variable demográfica es de gran importancia para poder realizar el diseño de un sistema de abastecimiento y proyectar las soluciones a futuro. Existe muy poca información del Sector Ojo de Agua por lo que fue necesario para la recopilación de información realizar un censo bajo el formato que actualmente emplea la oficina de gestión comunitaria de HIDROCARIBE.

Esta información fue complementada por otras informaciones suministradas por mesas técnicas de agua comunitaria de cada uno de los barrios en estudio y del Instituto Nacional de Estadística (INE).

Tabla 4.1-Población Actual del Sector Ojo de Agua (2008)

Comunidad	Población Actual (Hab)
Mallorquin	3500
Vista Alegre	820
Los Machos	275
El Caico	650
Σ	5245

Fuente: Realizada por los autores.

4.3.2. Estimación de la Población Futura.

Para determinar la población futura se utilizó tanto el método de proyección lineal como el método geométrico para estimaciones de población, usando los datos aportados por el Instituto Nacional de Estadística (INE), de los censos realizados en años anteriores los cuales se muestran en la tabla 4.1.

Cabe destacar que a pesar que la zona en estudio pertenece a la parroquia El Carmen del municipio Simón Bolívar, para efectos del cálculo de la estimación de la población, se considero conveniente tomar los datos de los censos de la parroquia Naricual, debido a que además de su cercanía, estas presentan similares características demográficas, en cuanto a crecimiento poblacional, actividad económica, distribución espacial, calidad de vida, etc. La cual diverge mucho en comparación con otros poblados pertenecientes a la misma parroquia de la zona estudiada.

Tabla 4.2-Registros Censales de la Parroquia Naricual

Año	Habitantes
<i>1990</i>	<i>9.786</i>
<i>2001</i>	<i>19.031</i>

Fuente: Instituto Nacional de Estadística

4.3.2.1. Método Lineal.

A continuación se presenta la muestra de cálculo para estimar la población futura, aplicando la ecuación 2.8, previamente calculada la pendiente de la recta con la ecuación 2.7 (Cáp.2), y los datos suministrados en la tabla 4.1.

Pendiente de la recta:

$$ka = \frac{19.031 - 9.786}{2001 - 1990} = 840,45$$

Proyección de población para el año 2038:

$$Pf_{2038} = 5913 + 840,45 \times (2038 - 2008) = 31.127hab$$

4.3.2.2. Método Geométrico.

A continuación se presenta la muestra de cálculo para estimar la población futura aplicando la ecuación 2.9, previamente calculada la tasa de crecimiento geométrica con la ecuación 2.10, y los datos suministrados por la tabla 4.1.

Tasa de Crecimiento Geométrico:

$$r = \left(\frac{19.031}{9.786} \right)^{\frac{1}{2001-1990}} - 1 = 0,0623 \Rightarrow 6,23\%$$

Proyección de población para el año 2038:

$$Pf = 5913 \times (1 + 0,0623)^{(2038-2008)} = 36.243hab$$

Método de las Densidades.

Establece la máxima población de saturación que puede ocupar un área determinada. No se tomo en cuenta por ser un sector rural y no contar con una referencia del plan de ordenamiento urbano (P.O.U.).

De acuerdo a los resultados de las proyecciones de población anteriormente expuestos se optó por tomar como población de diseño la obtenida mediante el método geométrico. La tabla 4.3 muestra la población actual y futura por cada comunidad involucrada.

A continuación se presenta en la tabla 4.3, los datos obtenidos del censo realizado (2008) y la estimación de la población futura (2038) de cada uno de los sectores que se abastecen del sistema.

Tabla 4.3- Población actual y futura de la zona en estudio.

<i>Comunidad</i>	<i>N° Viviendas</i>	<i>Población (hab)</i>	
		<i>2008</i>	<i>2038</i>
BARRIO MALLORQUIN	-	3500	21453
VISTA ALEGRE	105	820	5026
LOS MACHOS	55	275	1686
EL CAICO	171	650	3984
Total	331	5245	32149

Fuente: Realizada por los autores.

4.4. Demanda actual y futura de agua potable del sector ojo de agua

Para determinar el consumo mínimo de agua para fines de la demanda actual futura, las normas INOS para el abastecimiento de agua expresa lo siguiente: “cuando sea necesario proyectar un sistema de abastecimiento de agua para una ciudad y no se tenga tanto confianza sobre el consumo se requiere como consumo mínimo para objeto del diseño los siguientes rasgos. Ver tabla 4.4.

Tabla 4.4- Consumos Mínimos Permisibles.

Población (Hab.)	Servicio con Medidores (lts/pers/día)	Servicio sin Medidores (lts/pers/día)
Hasta 20.000	200	400
20.000 a 50.000	250	500
Mayor de 50.000	300	600

Fuente: INOS 1965.

De acuerdo a lo anterior y a los resultados obtenidos de las proyecciones de población, para los cálculos de la demanda de agua de los barrios: Mallorquín, Vista Alegre, Los Machos y el Caico, se tomo como dotación 250 lts/hab/dias, ya que la totalidad de el sector Ojo de Agua es de 32.149 habitantes.

4.4.1. Consumo medio diario (Qm) de agua potable del sector Ojo de Agua

Ejemplo de cálculo barrio mallorquín:

Calculo de la demanda año (2008)

Actualmente este sector cuenta con una población de 3500 hab y su demanda se calcula de la siguiente manera:

$$Demanda = \frac{Población \times Dotación}{86400seg / dias}$$

$$Demanda = \frac{3500hab \times 250Lts / pers / dias}{86400seg / dias}$$

$$Demanda_{(2008)} = 10.127Lts / seg$$

Calculo de la demanda futura (2028)

La población del barrio Mallorquín para el año 2028 será de 11.722 hab. aproximadamente y su demanda será de:

$$Demanda = \frac{11.722hab \times 250Lts / pers / dias}{86400seg / dias}$$

$$Demanda_{(2028)} = 33.919Lts / seg$$

Calculo de la demanda futura (2038)

La población del barrio Mallorquín para el año 2038 será de 21.453 hab. aproximadamente y su demanda será de:

$$Demanda = \frac{21.453hab \times 250Lts / pers / dias}{86400seg / dias}$$

$$Demanda_{(2038)} = 62.074Lts / seg$$

NOTA: el cálculo de la población Mallorquín se realizo debido a que se encuentra en la ruta de la tubería matriz diseñada, la cual también se abastecerá de ella.

De la misma forma se hallaron los consumos medios de los otros barrios para los años (2008, 2028, 2038). Ver tabla 4.5

Tabla 4.5. Consumos Medio Diario (Qm).

Sector	Comunidad	Consumo Medio (l/s)		
		2008	2028	2038
Ojo de Agua	Barrio Mallorquin	10.127	33.919	62.074
	Vista Alegre	2.373	7.947	14.543
	Los Machos	0.796	2.665	4.877
	El Caico	1.881	6.299	11.528

Fuente: Realizada por los autores.

4.4.2. Consumo máximo diario (Q_{MD}) y máximo horario (Q_{MH}) de agua potable del sector Ojo de Agua

En todo sistema de abastecimiento de agua potable siempre y cuando exista un almacenamiento suficiente para compensar la demanda horaria durante el día de máximo consumo, se debe de calcular el consumo máximo diario el cual estipulara la capacidad de la tubería y el consumo máximo horario permitido para dar a conocer la capacidad de la red. En el capítulo 2, en la tabla 2.5, se menciona el calculo de estos caudales, así como los diferentes valores de “K”, sugeridos por diferentes autores. En este caso del consumo máximo diario se asumió un $K_1= 1,25$ y en el caso del consumo máximo horario, se asumió un valor de $K_2= 2,00$.

Utilizando las siguientes ecuaciones:

$$Q_{MD} = K_1 \times ConsumoMedio$$

$$Q_{MH} = K_2 \times ConsumoMedio$$

Ejemplo de cálculo barrio Mallorquin (2008):

$$Q_{MD(2008)} = 1,25 \times 10.127 \quad \Rightarrow \quad Q_{MD(2008)} = 12.659 Lts / seg$$

$$Q_{MH(2008)} = 2 \times 10.127 \quad \Rightarrow \quad Q_{MH(2008)} = 20.255 Lts / seg$$

Ejemplo de cálculo barrio Mallorquin (2028).

$$Q_{MD(2028)} = 1,25 \times 33.919 \quad \Rightarrow \quad Q_{MD(2028)} = 42.398 Lts / seg$$

$$Q_{MH(2028)} = 2,00 \times 33.919 \quad \Rightarrow \quad Q_{MH(2028)} = 67.837 Lts / seg$$

Ejemplo de cálculo barrió Mallorquin (2038).

$$Q_{MD(2038)} = 1,25 \times 62.074 \quad \Rightarrow \quad Q_{MD(2038)} = 77.593 Lts / seg$$

$$Q_{MH(2038)} = 2 \times 62.074 \quad \Rightarrow \quad Q_{MH(2038)} = 124.148 Lts / seg$$

De la misma forma se hallaron los Q_{MD} y Q_{MH} en los otros Barrios para los años (2008, 2028, 2038). Ver tabla 4.6

Tabla 4.6. Consumos Máximo de Agua Potable.

Sector	Comunidad	Consumo Máximo Diario (l/s)			Consumo Máximo Horario (l/s)		
		2008	2028	2038	2008	2028	2038
Ojo de Agua	Mallorquín	12.659	42.398	77.593	20.255	67.837	124.148
	Vista alegre	2.966	9.933	18.179	4.745	15.893	29.086
	Los Machos	0.995	3.331	6.097	1.591	5.330	9.754
	El Caico	2.351	7.874	14.410	3.762	12.598	23.056

Fuente: Realizada por los autores.

4.4.3. Consumos adicionales que se beneficiaran de la red de distribución Matriz.

Debido a que otros sectores se beneficiaran de la red de distribución Matriz diseñada, al igual que un tanque de almacenamiento. Se nos hizo necesario obtener los consumos de los sectores beneficiados por compañeros tesistas que están en estudios de estas zonas, para de esta forma tener la demanda total para el diseño de las redes matrices. Ver tabla 4.7

4.5. Datos para el diseño del sistema.

El sistema de abastecimiento de agua potable propuesto para el sector ojo de agua consta de un total de 34 tramos de tuberías formado por 80 nodos. A estos tramos posteriormente se le asignaron tuberías con diámetros entre 75 mm y 600 mm para realizar el diseño.

4.5.1. Demanda de agua para cada nodo.

Motivado a que la zona no posee un plan de desarrollo urbanístico de las comunidades asentadas en el lugar, el trazado se realizó en función del desarrollo encontrado, el consumo medio de diseño (Qm) se repartió entre los nodos de la red de distribución que presentan demandas, propiciando el desarrollo a los alrededores de la red de distribución trazada. En la tabla 4.7 podemos observar la demanda de cada uno de los nodos del sistema, para los años de proyección.

Tabla 4.7 Demandas calculadas por Nodos

Comunidad	Cantidad de nodos	Qm. 2.008 (L/s)	Qm. 2.028 (L/s)	Qm 2.038 (L/s)
Mallorquín	1	10,127	33,919	62,074
Vista alegre	11	0,216	0,722	1,322
Los Machos	5	0,159	0,533	0,975
El Caico	9	0,209	0,70	1,281
Empresa C-C	1	30,00	30,00	30,00
Otros Sectores	1	-	-	243,71

Fuente: Realizada por los autores.

Se asignaron a los nodos de la red una numeración (N-0, N-1,...), de esta manera se asumió un sentido del recorrido del agua para cada tramo estudiado (nodo inicial-nodo final).

El análisis y diseño del sistema mediante el programa se realizó para el caudal máximo horario (Q_{MH}) ya que el sistema funciona directamente como distribución a la red, por lo que se debe garantizar la eficiencia a la hora de máximo consumo.

4.5.2. Criterios hidráulicos a considerar.

Para presiones: En todo análisis de redes de distribución de agua potable se deben determinar las presiones con el objeto de compararlas con los siguientes rangos normados:

- Según las normas del INOS (1965) la presión en tuberías de distribución debe ser de 70mts, los otros rangos los podemos observar en la tabla 2.8 del capítulo 2.
- Según el Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (NSAS) en la gaceta oficial 1989, en su artículo 96 establece: En general las presiones máximas y mínimas en la red de distribución será de 20 a 70m H₂O, respectivamente.
- Según Mijares (1983.p.638), recomienda que en zonas rurales con población hasta 5000 hab. presión mínima de 10m y máxima 40m.

Para velocidades: El Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (MASAS) en gaceta 4103 de 1989 oficial estipula velocidades mínimas y máximas entre 0,8 y 2 m/s.

Para pérdidas longitudinales: Referente a las pérdidas de energía por cada kilómetro de tubería (HF/1000), el Ministerio del Ambiente y de los Recursos

Naturales Renovables (MARNR) por medio de la Unidad de Saneamiento Ambiental recomienda que estas pérdidas estén entre 5m/Km y 7m/Km.

4.6. Aplicación del software watercad 4.5

Para el diseño del sistema de abastecimiento se utilizó el software de WaterCAD en su versión 4.5., en donde fue necesaria la introducción de datos específicos según los criterios establecidos para lograr la simulación del funcionamiento de la red.

Una vez ejecutado el programa se puede ver la simulación de la red diseñada. A continuación se presenta el procedimiento para la introducción de datos, mostrando como se efectuó para llevar a cabo la simulación del sistema de distribución de agua potable para el 2038.

4.6.1. Configuración del Proyecto

Luego de haber seleccionado la creación del nuevo proyecto apareció en la pantalla la ventana “Create File As” (figura 4.1), donde se especificó el directorio en el cual fue guardado el proyecto. Posterior a esto, apareció la ventana mostrada en la figura 4.2, en donde se introdujo el título del proyecto, nombre del ingeniero proyectista y la fecha de creación del proyecto.

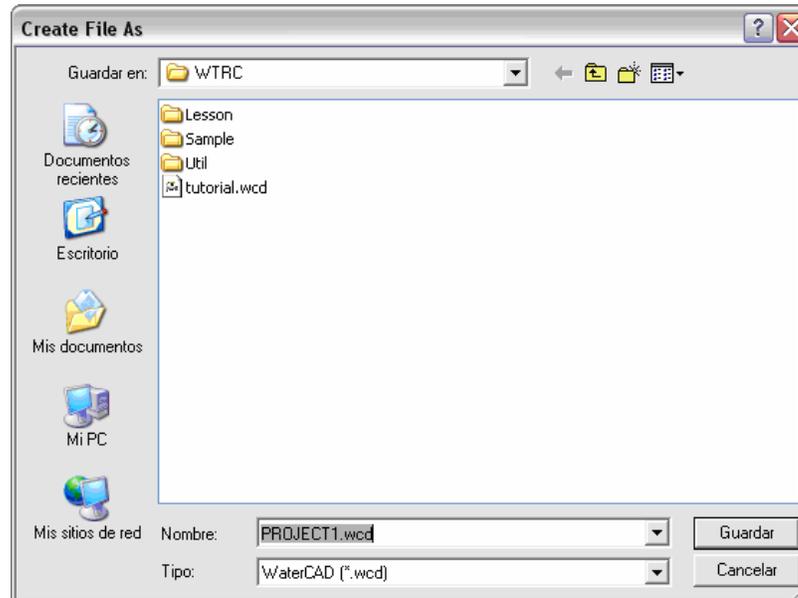


Figura 4.1 Ventana "Create File As".

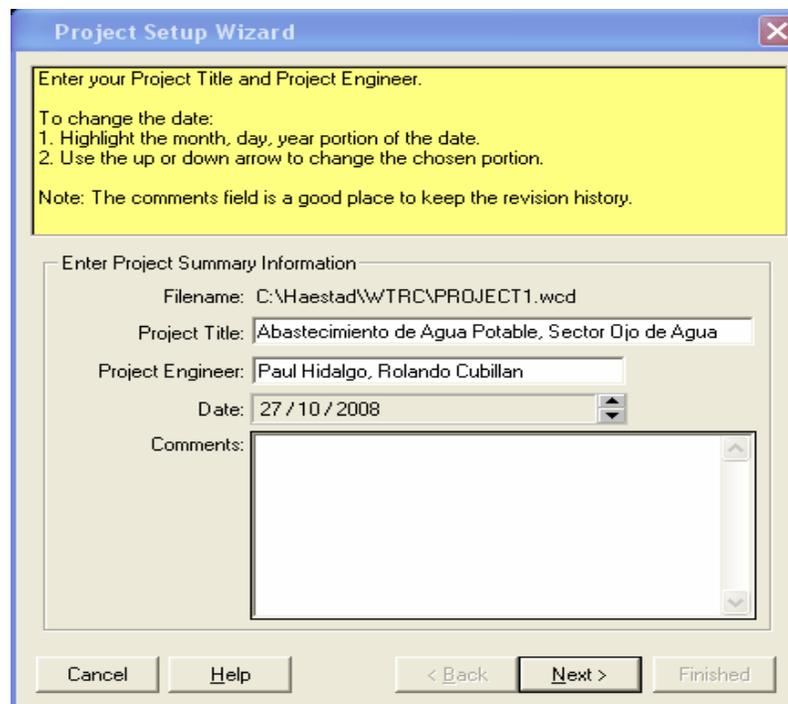


Figura 4.2 Ventana "Project Setup Wizard" N° 1

La siguiente ventana (Figura 4.3) le da al usuario la oportunidad de elegir los parámetros de cálculo entre los que se encuentran el método para el cálculo de las presiones y fricción y el líquido y temperatura con el cual se trabajará. En la ejecución de este proyecto se utilizó la fórmula de Hazen-Williams y se trabajó con el agua a 20°C, en los parámetros restantes de esta ventana se tomaron los preestablecidos por el WaterCAD.

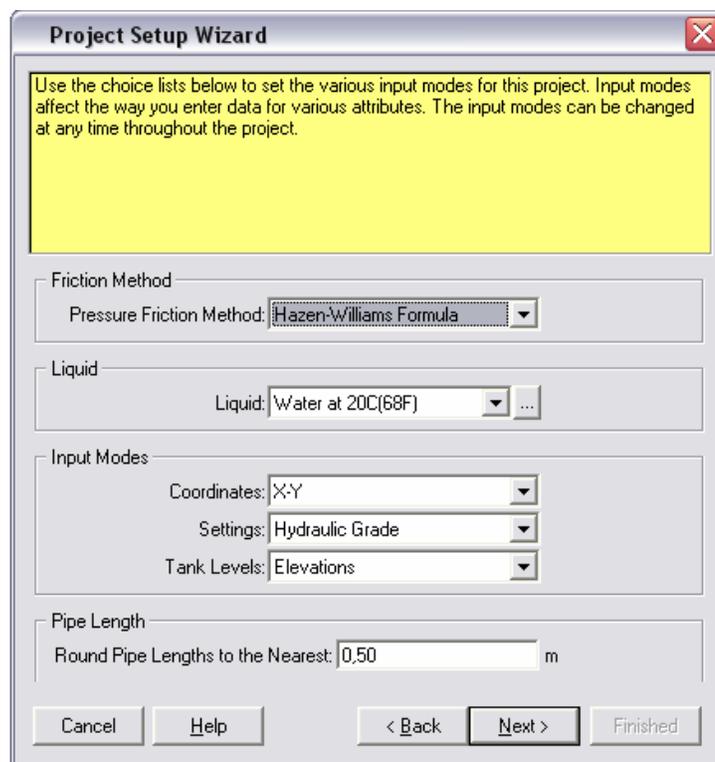


Figura 4.3 Ventana “Project Setup Wizard” N° 2

La próxima ventana (figura 4.4) permite definir la escala del dibujo, en donde se puede especificar la escala exacta de trabajo o se puede elegir la opción de dibujo esquemático, donde no tendrán efecto las distancias y longitudes del dibujo de la red, además de esto, en esta ventana el programa ofrece la opción de elegir el tamaño de los símbolos, textos y anotaciones del dibujo.

Para efecto del diseño, se trabajó con una escala horizontal igual a la vertical de 5mm, además, se importó a escala 1:1 un archivo de AutoCAD, el cual muestra toda la extensión de la zona en estudio y la red actual, sirviendo este como guía en la ubicación de los elementos la red.

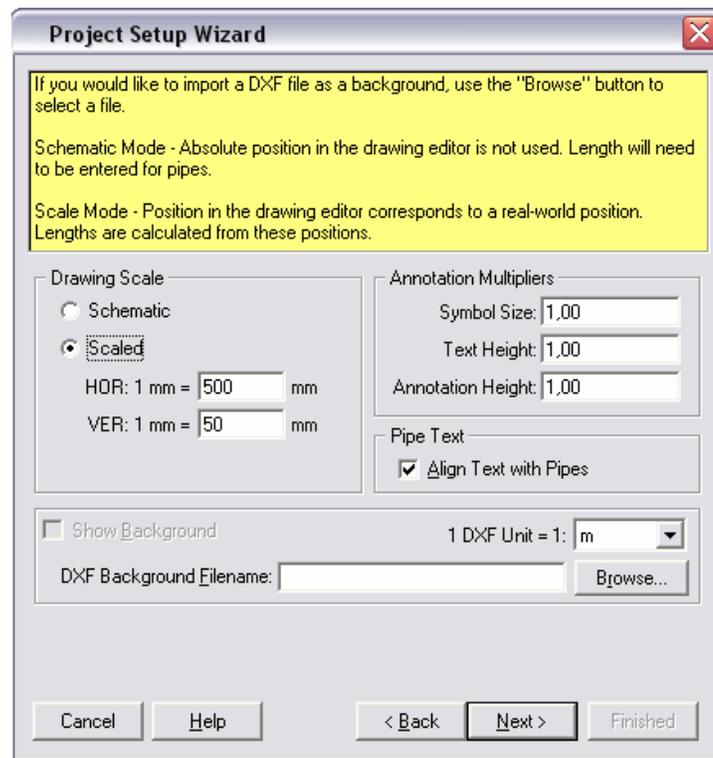


Figura 4.4 Ventana “Project Setup Wizard” N° 3

La última ventana de configuración del proyecto (figura 4.5) accede a sub-ventanas en las cuales se configuran los valores por defecto de cada uno de los elementos a introducir en el proyecto como: tubería, juntas de presión, tanques, bombas y válvulas.

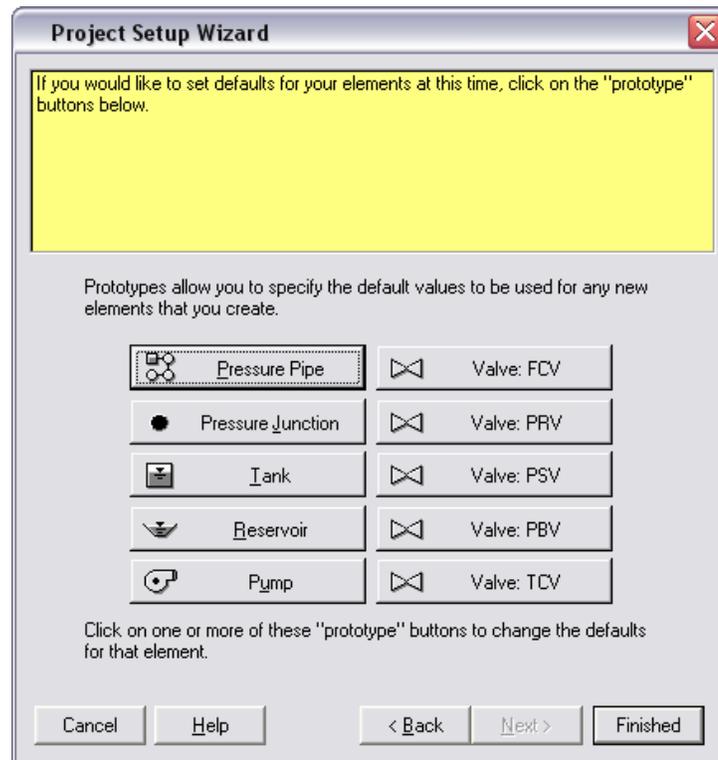


Figura 4.5 Ventana “Project Setup Wizard” N° 4

4.6.2. Introducción de Datos

Una vez finalizada la configuración del proyecto, se procedió a dibujar la red sobre el plano de fondo importado desde AutoCAD con la finalidad lograr una mayor precisión y exactitud respecto a la ubicación y dimensiones de los elementos de la red. De tal manera, la red de acueducto diseñada del sector Ojo de Agua, esta compuesta por 34 tramos de tuberías y 80 nodos, considerando como nodos, los puntos donde se interceptaban dos o más tuberías, los puntos donde cambiaba de sección (diámetro) o material un tramo de tubería y cualquier punto intermedio que por razones de distribución se consideró conveniente establecer.

Luego de esto y después de haber realizado los cálculos de los distintos consumos por sectores, se procedió a introducir los respectivos datos en cada elemento integrante de la red resultante.

4.6.2.1. Introducción de Datos en Tramos de Tuberías

Para acceder a la ventana de entrada de datos de las tuberías, se hizo doble clic sobre el elemento deseado y posteriormente se introdujeron las características del mismo: nombre o etiqueta del elemento, material, diámetro y coeficiente de rugosidad de la tubería. Los valores de longitud fueron cargados de manera automática por el programa, ya que como se habló anteriormente se seleccionó en la configuración del proyecto la escala de dibujo. De la misma manera se introdujeron las propiedades a cada tubería componente de la red. La figura 4.6 muestra la vista general de esta ventana.

Figura 4.6 Ventana "Pressure Pipe"

Todos los valores introducidos en esta ventana se pueden observar en las tablas B2 y B3 del Apéndice B y la ubicación de las tuberías en la red así como sus diferentes diámetros se pueden apreciar en los planos AC-2 del Apéndice D.

4.6.2.2. Introducción de Datos en Juntas de Presión

Las juntas o nodos son representadas por círculos, y es en estos puntos donde se concentran los valores de consumos medios previamente distribuidos. En la pestaña “General” de la ventana de entrada de datos en juntas, a la cual se accedió de la misma forma que la anterior, se introdujo el nombre y elevación del nodo. Los valores de las coordenadas son automáticamente cargadas por el WaterCAD una vez ubicado el nodo en el área de dibujo. Se puede apreciar la apariencia de esta ventana en la figura 4.7.

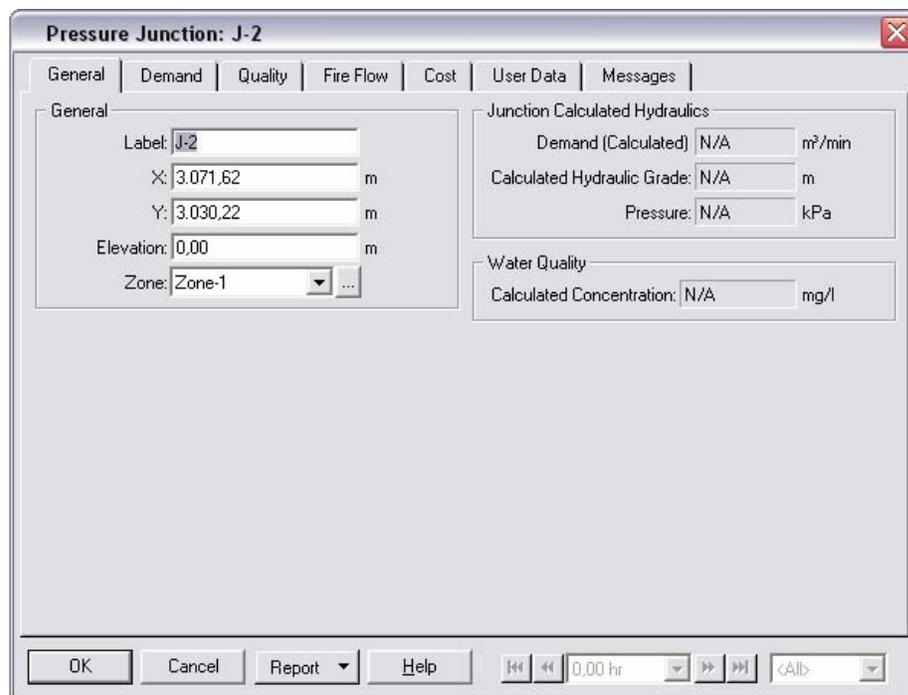


Figura 4.7 Ventana “Pressure Junction” Pestaña General

En la pestaña “Demand” se introdujo el valor de la demanda por nodo y el patrón de consumo de la junta editada (como se habló anteriormente se utilizó el patrón de consumo del INOS). Esta ventana se muestra en la figura 4.8.

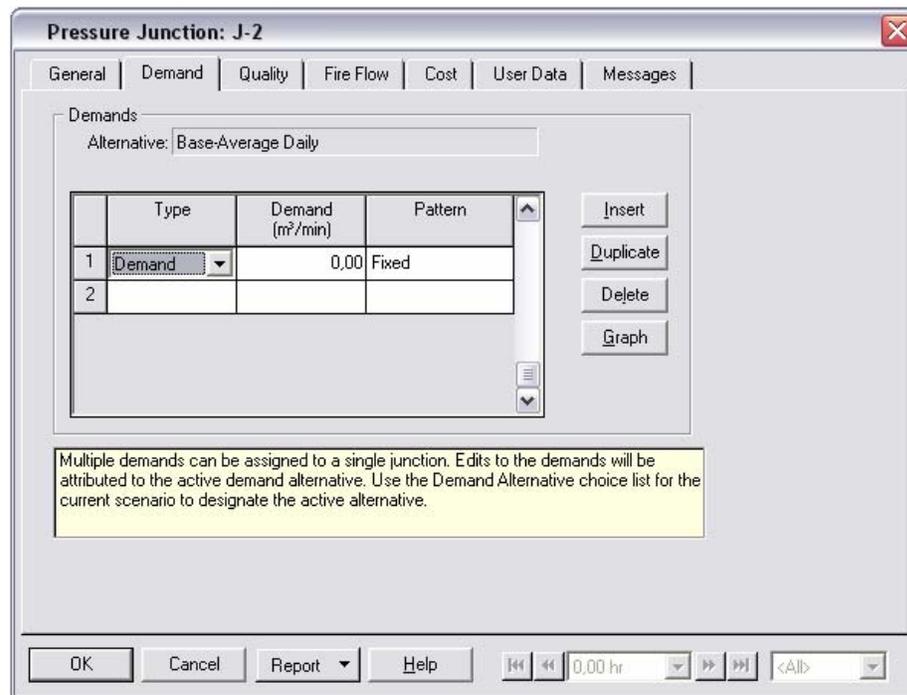


Figura 4.8 Ventana “Pressure Junction” Pestaña Demand

Las demandas introducidas en cada nodo de la red fueron obtenidas de dividir los consumos por sector, extraídos de la tabla 4.5 del capítulo 4, entre la cuantía de nodos en cada sector. En la tabla 4.7 del capítulo antes mencionado se muestra en resumen el total de nodos y las demandas correspondientes introducidas por cada nodo en sus respectivos sectores.

4.6.2.3. Introducción de Datos en Reservorio

Este tipo de elemento simula el funcionamiento de la fuente de abastecimiento de agua, cuyo nivel de agua se considera estable. Al hacer doble clic sobre este elemento, aparece la ventana que se muestra en la figura 4.9, donde se introdujo la cota del nivel de agua de la planta de Potabilización José Antonio Anzoátegui. Las coordenadas fueron cargadas automáticamente al dibujar el elemento.

The image shows a software window titled "Reservoir: R-1" with a close button in the top right corner. The window has a tabbed interface with the following tabs: "General", "Quality", "Cost", "User Data", and "Messages". The "General" tab is selected and contains the following fields:

- Label: R-1
- X: -1.133,35 m
- Y: 7.028,67 m
- Elevation: 4,7000 m
- Zone: Zone-1 (with a dropdown arrow and an ellipsis button)

On the right side of the "General" tab, there are two sections:

- Reservoir Calculated Hydraulics:** Outflow: 575,90 l/s
- Water Quality:** Calculated Concentration: 0,0 mg/l

At the bottom of the window, there are several controls:

- Buttons: OK, Cancel, Report (with a dropdown arrow), Help
- Time selection: A double left arrow button, a dropdown menu showing "8,00 hr", a double right arrow button, and another dropdown menu showing "2,00 hr".

Figura 4.9. Ventana "Reservoir"

4.6.2.4. Introducción de Datos en Tanques

Al acceder a la ventana para introducir los datos de los tanques aparece inicialmente la pestaña “General”, en donde se introdujo la elevación del terreno en donde esta ubicado el tanque de almacenamiento, al igual que los otros elementos, las coordenadas del tanque son cargadas automáticamente por el programa después de ubicar el tanque en el área de dibujo. Luego, en la pestaña “Section”, se introdujeron los datos propios del tanque, entre los cuales se encuentra la forma de la sección transversal del tanque, el diámetro y los niveles de agua dentro del tanque. Las figuras 4.10 y 4.11 muestran las dos pestañas mencionadas respectivamente.

The image shows a software dialog box titled "Tank: T-1" with a close button in the top right corner. The dialog has several tabs: "General", "Section", "Quality", "Cost", "User Data", and "Messages". The "General" tab is selected and contains the following fields:

- General:**
 - Label: T-1
 - X: 3.419,48 m
 - Y: 2.393,45 m
 - Elevation: 115,00 m
 - Zone: Zone-1 (with a dropdown arrow and an ellipsis button)
- Hydraulics:**
 - Calculated Hydraulic Grade: N/A m
 - Outflow: N/A l/s
- Water Quality:**
 - Calculated Concentration: N/A mg/l

At the bottom of the dialog, there are buttons for "OK", "Cancel", "Report" (with a dropdown arrow), and "Help". To the right of these buttons is a time field set to "0,00 hr" with navigation arrows, and a "<All>" dropdown menu.

Figura 4.10. Ventana “Tank” Pestaña “General”

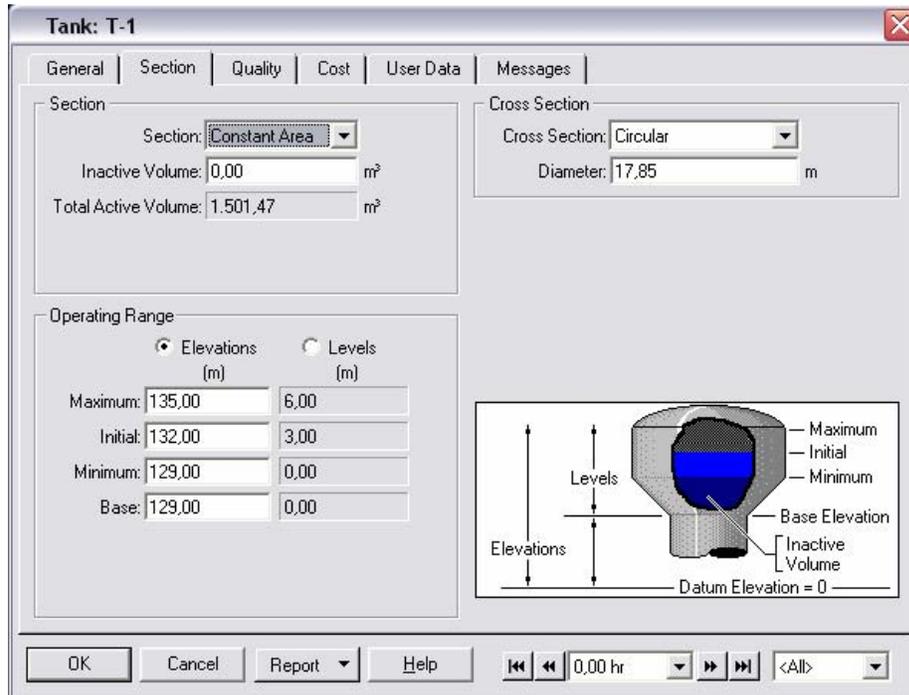


Figura 4.11. Ventana “Tank” Pestaña “Section”

4.6.3. Corrida del Proyecto.

Una vez introducidos los datos de todos los elementos integrantes de la red, se dio inicio a la simulación haciendo clic en el botón “Go”, el cual está ubicado en la barra de herramientas superior de la ventana principal del programa. Este botón abre el dialogo de calculo del programa y al hacer clic sobre él, aparece la ventana “Scenario” que se muestra en la figura 4.12, donde se selecciono para la corrida y cálculo de la red, la opción de periodo extendido para observar el funcionamiento de la red durante el transcurso de un día típico, además se estableció el tiempo de inicio a las 0 horas y un periodo de 24 horas de duración con un intervalo de 1 hora.

Luego de establecer los parámetros para el cálculo, se hizo clic sobre el botón “Go”, ubicado en la esquina superior derecha de la ventana “Scenario” y con esto el programa dio inicio al cálculo de la red. Finalizado esto, el programa abre una nueva

ventana (figura 4.13) en la que dispone información con respecto al comportamiento de los elementos de la red así como el flujo suministrado por la fuente, el flujo demandado por la red y el flujo almacenado, todos estos para cada hora del día.

Para observar en detalle el comportamiento de cada elemento de la red, se accedió al directorio de tablas, haciendo clic en el acceso que se encuentra en la barra de herramientas superior de la ventana principal del programa, luego de esto aparece la ventana “Table Manager” (figura 4.14.) en donde el WaterCAD muestra el conjunto de tablas de las cuales dispone para mostrar los resultados. Las figuras 4.15. y 4.16. muestran las tablas de nodos y tuberías de este proyecto

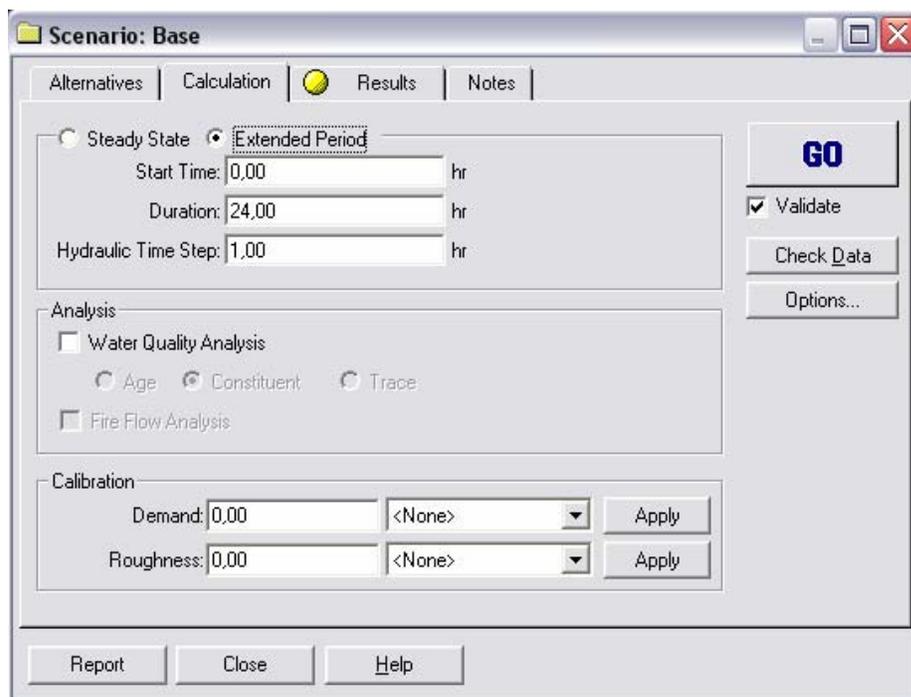


Figura 4.12. Ventana “Scenario” Pestaña “Calculation”

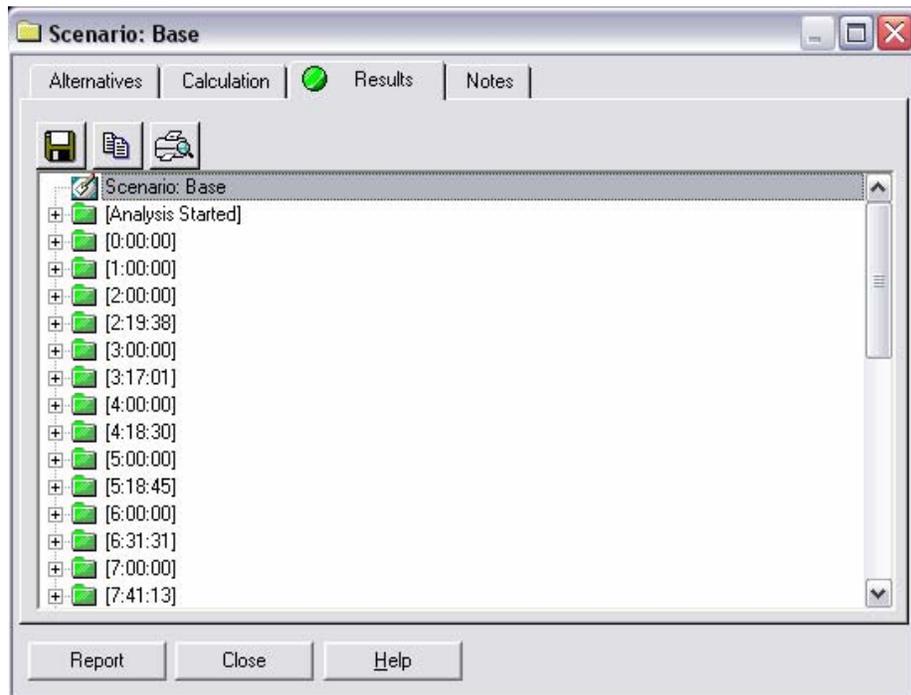


Figura 4.13. Ventana "Scenario" Pestaña "Results"

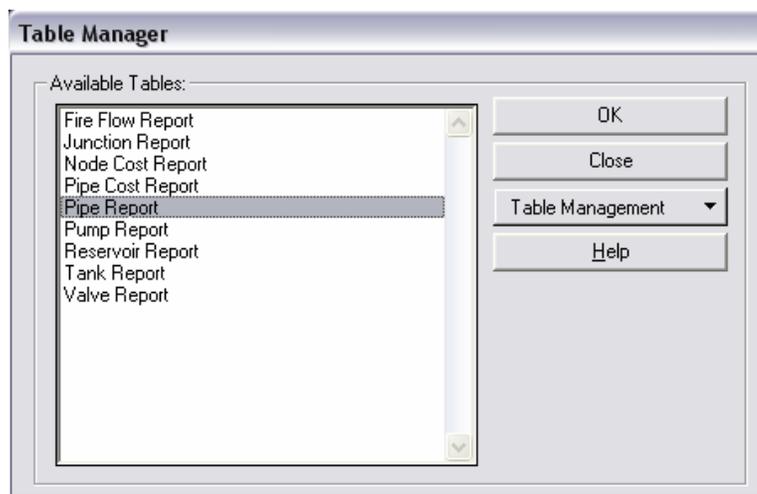


Figura 4.14. Ventana "Table Manager"

WaterCAD Table - Junction Report

File Copy Print Print Preview Options Close Help

Time: 8,00 hr Increment: 2,00 hr Scenario: periodo extendido

	Label	Elevation (m)	Zone	Type	Demand (l/s)	Pattern	Demand (Calculated) (l/s)	Calculated Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
	N-3	8,9000	Zone-1	Demand	0,00	INDS	0,00	68,05	59,033
	N-5	9,8000	Zone-1	Demand	62,07	INDS	124,14	67,62	57,708
	N-20	11,8000	Zone-1	Demand	0,60	INDS	1,20	65,14	53,234
	N-21	11,8000	Zone-1	Demand	0,61	INDS	1,21	51,85	39,965
	N-31	28,9000	Zone-1	Demand	1,21	INDS	2,42	50,86	21,919
	N-34	40,4000	Zone-1	Demand	0,61	INDS	1,21	50,67	10,250
	N-35	29,6000	Zone-1	Demand	1,80	INDS	3,60	49,79	20,148
	N-36	39,8000	Zone-1	Demand	0,61	INDS	1,21	49,69	9,871
	N-38	29,6000	Zone-1	Demand	1,82	INDS	3,64	49,52	19,876
	N-39	35,2000	Zone-1	Demand	0,61	INDS	1,21	49,39	14,159
	N-42	17,8000	Zone-1	Demand	1,21	INDS	2,42	49,50	31,632
	N-43	24,5000	Zone-1	Demand	1,21	INDS	2,42	48,78	24,232
	N-48	8,1000	Zone-1	Demand	1,21	INDS	2,42	50,02	41,833

290 of 290 elements displayed. Synchronized Units

Figura 4.15. Ventana "Table – Junction Report"

The screenshot shows the 'WaterCAD Table - Pipe Report' window. The window title is 'WaterCAD Table - Pipe Report'. The menu bar includes File, Copy, Print, Print Preview, Options, Close, and Help. The status bar at the top shows 'Time: 8,00 hr', 'Increment: 2,00 hr', and 'Scenario: periodo extendido'. The main area contains a table with 13 columns: Label, Length (m), Diameter (mm), Material, Hazen-Williams C, Check Valve?, Minor Loss Coefficient, Discharge (l/s), Head Stru (m), Downstream Structure Hydraulic Grade (m), Pressure Pipe Headloss (m), Headloss Gradient (m/km), and Velocity (m/s). The table lists 20 pipe elements (P-1 to P-20) with their respective properties. The status bar at the bottom indicates '336 of 336 elements displayed' and 'Synchronized Units'.

Label	Length (m)	Diameter (mm)	Material	Hazen-Williams C	Check Valve?	Minor Loss Coefficient	Discharge (l/s)	Head Stru (m)	Downstream Structure Hydraulic Grade (m)	Pressure Pipe Headloss (m)	Headloss Gradient (m/km)	Velocity (m/s)
P-1	1,39	387,34	Acero	120,0	<input checked="" type="checkbox"/>	1,00	582,22	4,70	3,38	1,32	950,74	4,94
P-2	15,50	590,94	Acero	120,0	<input type="checkbox"/>	3,60	582,22	69,33	68,40	0,94	60,48	2,12
P-3	70,50	602,90	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	582,22	68,40	68,05	0,34	4,88	2,04
P-4	87,50	602,90	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	582,22	68,05	67,62	0,43	4,88	2,04
P-5	792,50	602,90	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	458,08	67,62	65,14	2,48	3,13	1,60
P-6	2,50	144,60	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	21,78	65,14	65,11	0,03	11,65	1,33
P-7	3,00	144,60	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	21,78	51,88	51,85	0,03	11,65	1,33
P-8	182,00	144,60	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	14,38	51,85	50,86	0,98	5,40	0,88
P-9	87,00	67,80	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	1,21	50,86	50,67	0,19	2,21	0,34
P-10	55,00	99,40	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	10,74	50,86	49,79	1,07	19,53	1,38
P-11	44,50	67,80	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	1,21	49,79	49,69	0,10	2,21	0,34
P-12	42,00	99,40	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	5,93	49,79	49,52	0,27	6,50	0,76
P-13	58,00	67,80	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	1,21	49,52	49,39	0,13	2,21	0,34
P-14	72,50	99,40	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	1,08	49,52	49,50	0,02	0,28	0,14
P-15	89,50	67,80	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	2,42	49,50	48,78	0,72	7,99	0,67
P-16	186,00	99,40	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	3,77	50,02	49,50	0,52	2,80	0,49
P-17	260,00	99,40	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	6,19	51,85	50,02	1,83	7,03	0,80
P-18	230,00	602,90	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	435,10	65,14	64,49	0,65	2,85	1,52
P-19	333,50	602,90	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	405,10	64,49	63,65	0,83	2,49	1,42
P-20	8,50	99,40	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	3,26	63,65	63,64	0,02	2,15	0,42

Figura 4.16. Ventana "Table – Pipe Report"

Toda la información arrojada por el WaterCAD respecto a los resultados, se encuentran en el Apéndice B de la tabla B3 y la tabla B4.

4.7. Discusión de los resultados luego de la simulación

Luego de incorporar los elementos y realizada la simulación para satisfacer la situación de la población de diseño. A continuación se realiza el análisis de la corrida, presentando detalladamente los resultados arrojados, y así comprobar que estas garanticen un abastecimiento eficiente en el futuro.

El análisis explicativo del contenido de los reportes se realizó en la hora de mayor consumo (8:00am), por ser la condición más desfavorable.

4.7.1. Selección de los Diámetros.

Para la selección de los diámetros se hizo predimensionamiento, comenzando con los diámetros establecidos en la tabla 2,7 del capítulo 2; dependiendo de las velocidades máximas y caudal máximos saliente de la planta al sistema de abastecimiento a diseñar, y con la ayuda del software WaerCAD se hallaron los diámetros definitivos para el buen funcionamiento del sistema. (24", 16", 12", 10", 8", 6", 4" y 3" PVC clase AB $e=28,00$ mm y $e=5,30$ mm respectivamente) según se observa en los planos AC-1 y AC-2 del apéndice D.

4.7.2. Chequeo de Velocidades.

Se pudo observar en las velocidades obtenidas que están en su mayoría dentro del rango permisible (0,5-2m/s) para la propuesta de la solución, exceptuando el primer tramo en los que por razones de diseño se considero conveniente permitir ese valor un poco fuera de lo recomendado,(esto ocurre por la velocidad del fluido al salir de la bomba).

En la tabla B3 del apéndice B, se encuentran señalado el tramo de tuberías en donde ocurre lo explicado anteriormente.

4.7.3. Chequeo de Presiones.

Después de haber analizados los datos obtenidos con los diámetros definitivos. En cuanto a presión se observo valores satisfactorios durante todo el recorrido del diseño, cumpliendo con las normas INOS donde recomiendan que las presiones estáticas permisible en las tuberías sea de (70m), el ((MASAS)-1989-Art 96) en general recomiendan que las presiones máximas y mínimas en la red de distribución estén entre (70 y 20m) y mijares (1983. Pág. 368) recomiendan que en zonas rurales

con población hasta 5000 habitantes, la presión mínima (10m) y máxima (40m). (Ver tablas B4 del apéndice B).

Las presiones durante incendios no se tomaron en cuenta por ser el sector una población rural

La figura 4.17. presenta las curvas de isopresión para la hora de máximo consumo (8:00a.m), las cuales indican de manera mas detallada el radio de influencia que sobre un sector determinado puede ejercer las presiones presentes en las tuberías, identificando los rangos con diferentes colores. Nota: estos datos fueron arrojados del software WaterCad 4.5.

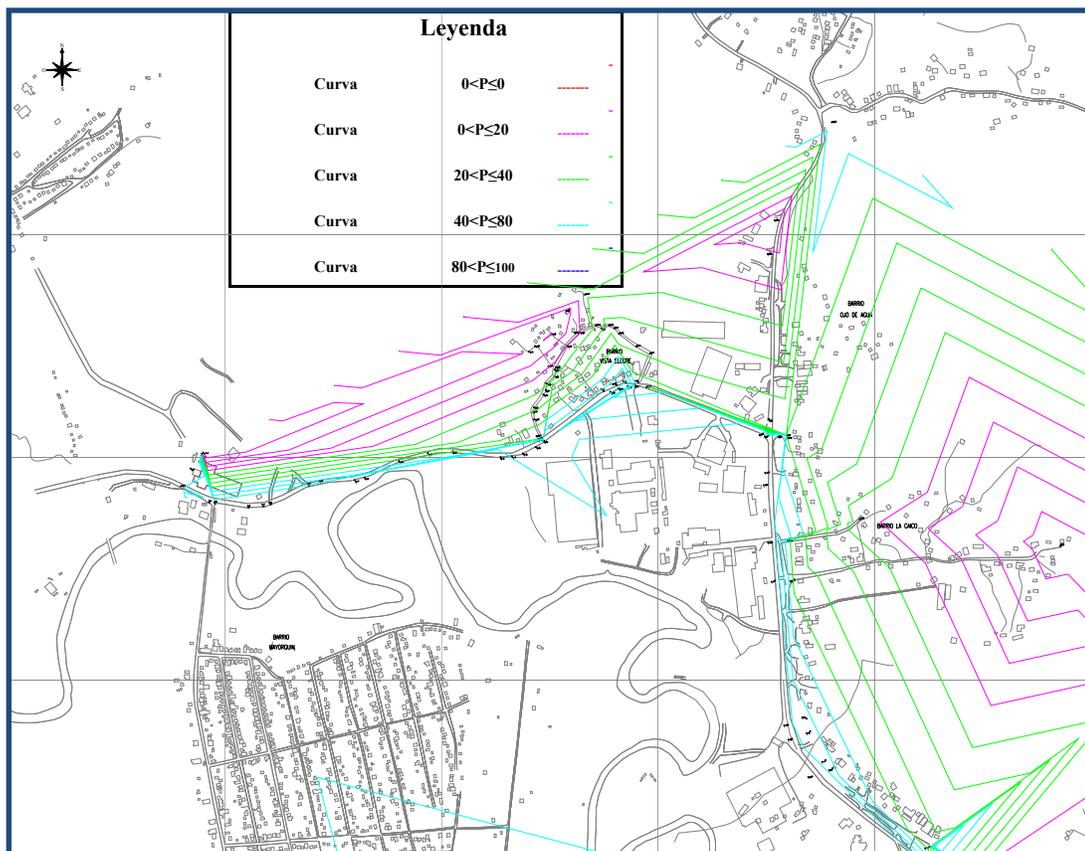


Figura 4.17. Curvas de Isopresión de la Simulación. (8:00am)

El análisis de las curvas dan una idea clara de cómo se comportan las presiones en toda el área; confirmando el buen funcionamiento del sistema.

4.8. Selección de bombas hidráulicas en planta de tratamiento José Antonio Anzoátegui.

Previo a efectuar la simulación del sistema bajo los consumos de la población futura; se establecen los parámetros, con esto la selección de los nuevos equipos a proponer para la instalación en la estación de bombeo, que van a suplir las nuevas demandas.

Para la proposición de la estación de bombeo se debe establecer el punto de operación de las bombas; con la ayuda del programa WaterCad que simula el comportamiento y requerimiento del sistema para (2038) y cargando los datos ($H_{(m)}$ y $Q_{(m)}$) obtenidos tomando en cuenta las características de curvas de las bombas que se ofrecen en el mercado.

La selección de los nuevos equipos de bombeo propuestos se hace considerando la demanda futura y la altura dinámica que requiere el sistema para almacenamiento y distribución, comparándolos con las capacidades de los equipos que se ofrecen en el mercado, mediante el análisis de las curvas de operación y los rangos de eficiencias de estos. Las curvas de operación de las bombas seleccionadas de caudal vs Altura Dinámica y Caudal vs Eficiencia son suministradas por el fabricante, estas se muestran en el Apéndice B.

El sistema demanda a futuro un caudal de bombeo de 367,38l/sg, los equipos seleccionados para suplirlos son: Bombas tipo turbina B, marca **Peerlees**, de motor vertical, con capacidad para cuatro etapas máximo, diámetro de impulsores

(impeladores) $8^{5/8} \times 11^{1/4}$, modelo **16HH/4** de **1785rpm**. Colocadas en la línea N° 2 de la planta de potabilización José Antonio Anzoátegui.

En la figura 4.18 se observan las curvas de operación seleccionadas de 1 y 2 bombas en paralelo y en la figura 4.19 se observa la intercepción (punto de operación) entre la curva del sistema y la curva de operación de dos bombas en paralelo. Ambas curvas arrojadas par el software WaterCAD 4.5.

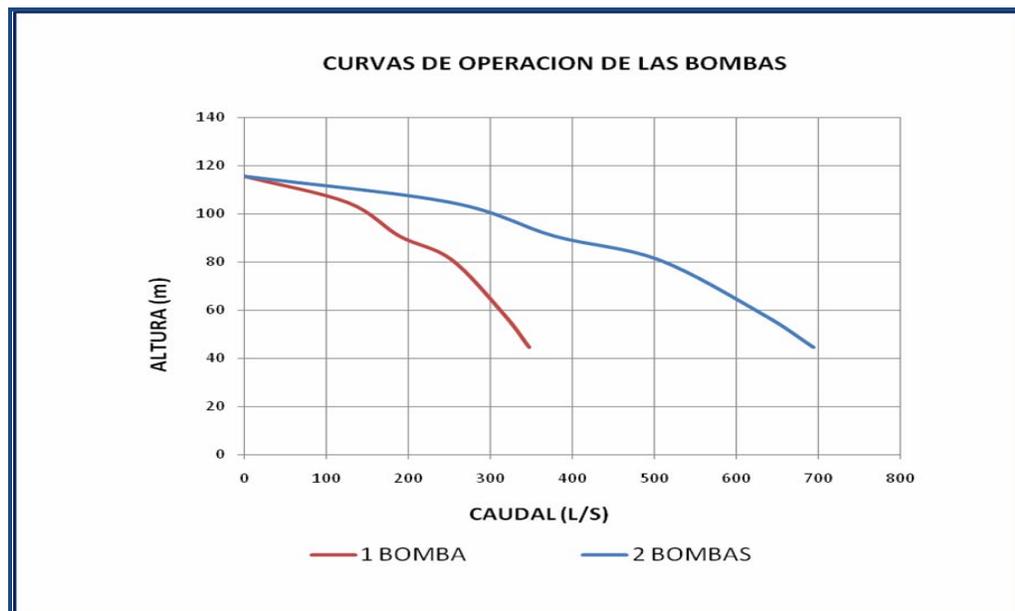


Figura 4.18. Curvas de Operación de 1y2 bombas Trabajando en Paralelo. (2038)

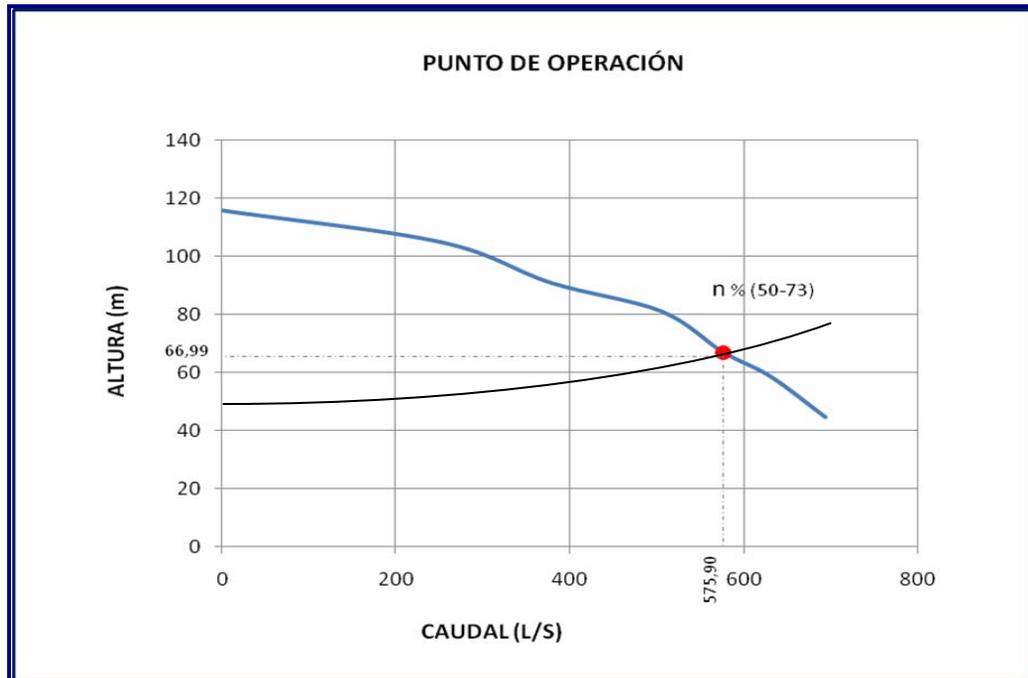


Figura 4.19. Curvas y punto de Operación de 2 Bombas Trabajando en Paralelo. (8 am). (2038)

4.8.1. Verificación del Golpe de Ariete.

Para determinar la sobrepresión que pueda existir en la línea de impulsión de la estación de bombeo al estanque de almacenamiento, es necesario conocer la presión estática de la tubería más el exceso de presión que se origina por acción del Golpe de Ariete.

PVC 24" Clase AB e=28,00 mm

El exceso de presión se determina por la siguiente fórmula:

$$P_{ACT} = 10,1 \times V \times \sqrt{\frac{K \times e \times E}{e \times E + K \times d}}$$

Donde:

V = Velocidad de Circulación = 2,02 m/s

K = Modulo de Elasticidad del Agua = 2×10^8 kgf/m²

e = Espesor de la Tubería = 0,028 m

E = Modulo de Elasticidad del Material = $2,81 \times 10^8$ kgf/m²

d = Diámetro Exterior de la Tubería = 0,6553m

$$P_{ACT} = 10,1 \times 2,02 \times \sqrt{\frac{(2 \times 10^8) \times 0,028 \times (2,81 \times 10^8)}{0,028 \times (2,81 \times 10^8) + (2 \times 10^8) \times 0,6553}} = 68663,36 \text{ Kgf/m}^2 = 68,66m$$

Para un cierre rápido, colocando una válvula check a la salida de los equipos de bombeo de La Planta de Tratamiento José A. Anzoátegui, la carga ($H_G + P_{ACT} / \gamma$) debe ser menor a la carga que resiste la tubería, entonces:

$$\rho_{m\acute{a}x} = H_G + \frac{P_{ACT}}{\gamma}$$

Donde:

$\rho_{m\acute{a}x}$: Presión Máxima que Soporta la Tubería.

ρ_{act} : Exceso de Presión en la Tubería.

H_G : Diferencia de Elevación Entre los Dos Puntos.

$$\rho_{\max} = H_G + \frac{P_{ACT}}{\gamma} = 47,60 + 68,66 = 116,26mH_2O \geq 100,00m$$

(Clase AB) → No Cumple

Nota: A pesar de no cumplir se considera admisible ya que la aducción es ramificada y la diferencia entre la presión actuante y la admisible es poca.

Efectuada la simulación y mostrado los resultados mas relevante respecto al funcionamiento de la estación de bombeo; dados los requerimientos del sistema y las nuevas demandas, podemos decir que se generan buenas presiones en todo el sistema de abastecimiento, las bombas trabajan eficientemente $n= 50-85-73\%$. Los otros datos y característica de las bombas lo podemos ver en la Tabla N° 4.8. (Bomba existente y la propuesta). Ver plano AC-3.

Tabla N° 4.8. Tipos, Características y Número de Bombas Según Escenario en Planta de Tratamiento Jose A. Anzoátegui.

Escenario		Marca	Modelo	N° de Bombas	rpm 220- 440V 60 Hz	Caudal (L/s)	H _D (m)	Ø imp. (mm)	Ø Succ. (mm)	Ø Desc. (mm)	Rend. (%)	NPSH _{req} (m)	P (Hp)	P _{MB} (Hp)	P _{MB} (Nominal) (Hp)	P _{S/E} Proyectada (kva)	Periodo de vigencia
N°	Funcionamiento																
1	Q2008-1BE-TE	WEIR	SBWH 520/2	1	1750	50,74- 133,71	118,73- 111,04	482	450	400	40-72	7,3	194,94	270,75	1x415,72	2 x 2500	2008
2	Q2038-2BN4E-TN-E	Peerless o similar	16HH/4	2 En Paralelo	1785	221,43- 575,90	107,52- 66,99	8 5/8" x11 1/4"	400	400	50-73	9.14	456.90	625,89	2x400	2 x2500	2038

Nota: BE=Bomba Existente TE=Tubería Existente BN4E=Bomba Nueva cuatro etapas TN=Tubería Nueva E=Estanque Naricual

4.9. Dimensiones de la zanja.

Las distancias que tenga la zanja a la altura superior de la tubería tiene una influencia crucial en el comportamiento estructural de los conductos flexibles enterrados. La magnitud de las cargas que actúan sobre el conducto no es solo función del prisma de tierra que gravita sobre él, sino también de los adyacentes, que transmiten su peso mediante fuerzas cortantes verticales ejercidas sobre el prisma central. Con todo esto se quiere decir, que resulta recomendable mantener el ancho y la profundidad de la zanja lo menor posible, siempre y cuando que esté permita una adecuada instalación. Por otro lado, un ancho de zanja excesivamente pequeño, limita la compactación del relleno alrededor de la tubería. Ver tabla de volúmenes de zanjas de tuberías Alimentación y Distribución. En plano de detalles AC-2.apéndice D.

El ancho y profundidad de la zanja se estimó mediante de la tabla.4.9.

Tabla 4.9. Dimensiones de la zanja.

Diámetro nominal de la tubería		Profundidad	Ancho
m.m	pulgadas	Cm	cm
75	3	85	60
110	4	85	60
160	6	95	60
200	8	107	60
250	10	117	70
300	12	128	80
400	16	185	90
600	24	195	120

Fuente: Metodología para el diseño y evaluar redes de distribución de agua potable. Ing. Luis

Beltrán González

4.10. Colocación de accesorios.

- **Ventosas:** Se colocan estos accesorios en los puntos altos para purgar el aire de la tubería.

En este proyecto se instalaran en la redes de distribución 101 tomas domiciliarias de ½” y se desconectaran y reconectaran 165 tomas domiciliarias y en la red de Alimentación se instalaran 165 tomas domiciliarias, haciendo esto el trabajo de ventosas en este sector en estudio.

- **Válvula de Compuerta:** Se coloca este accesorio a cierta distancia después del empalme, para obstruir el paso del agua de un punto a otro de la tubería, anclada con una boca llave en un recuadro de concreto de 30x20x40 cm. El diámetro de la válvula a colocar será de acuerdo con el diámetro de la tubería de distribución. Ver plano de detalles AC-2. apéndice D.
- **Válvula Reductora de presión:** En el diseño de abastecimiento de agua, las válvulas automáticas de alivio, tienen la función de proteger a las tuberías de sobrepresiones. En el caso de las válvulas reductoras de presión, son las que producen en su interior una carga de pérdida constante, cualquiera que sea la presión de entrada y el gasto, estas pueden ser instaladas sin mayor conveniente en líneas de aducción ya que no hay requerimientos de mantener presiones limitadas por razones de servicio, como lo sería en tuberías de distribución.

Estos accesorios y otros como codos comerciales, Tees, etc. se pueden observar el plano de detalle AC-2 del apéndice D.

4.11. Especificaciones de la solución propuesta.

Para garantizar el abastecimiento de agua potable del sector Ojo de Agua, es necesario que se efectúen las proposiciones del proyecto que se muestran concretamente a continuación.

Impulsión desde la planta de potabilización José Antonio Anzoátegui:

- Sustituir equipo de bombeo existente en la línea 2 de la planta potabilizadora José A. Anzoátegui por equipo de bombeo propuesto en la tabla N° 4.8 escenario N° 2, donde se muestra todas las características de la misma. (Ver plano AC-3.apéndice D).
- Construir el sistema de impulsión desde la planta potabilizadora José A. Anzoátegui con tuberías de 24", 16" PVC clase AB e= 28,00 mm y e=5,30 mm respectivamente, enterradas y paralelas a la vía existente hasta el frente de la empresa polar. (la tubería existente vieja deberá ser desincorporada y taponada en sus extremos). Ver planos AC-1. apéndice D.
- Se instalarán en la aducción 25 tomas domiciliarias de ½" en las tuberías nuevas y se desconectarán y se reinstalarán 41 tomas domiciliarias de ½" en las tuberías nuevas que sustituirán las tuberías viejas; todas estas sin la inclusión de medidores comerciales.

Red de Distribución:

- Todas las tuberías a colocar en las redes de distribución del Sector Ojo de Agua, serán de PVC clase AB de 6" ,4" y 3" según se observan en los planos AC-1. apéndice D.
- Todas las zanjas de las tuberías enterradas en la red de distribución 6" ,4" y 3" se pueden apreciar en los planos AC-2.apéndice D.
- Todas las tuberías de distribución proyectadas serán colocadas a 1 m de la acera del lado donde se encuentren más viviendas.
- La reposición del pavimento será con concreto asfáltico en caliente, tendrá un ancho como se indica en los planos AC-2 y un espesor de 15 cm., compactado con rodillo liso inicialmente y posteriormente con rodillo de caucho.
- Se instalaran en las redes de distribución del sector mencionado anteriormente 101 tomas domiciliarias de ½" en las tuberías nuevas y se desconectaran y se reinstalaran 165 tomas domiciliarias de ½" en las tuberías nuevas que sustituirán las tuberías viejas; todas estas sin la inclusión de medidores comerciales.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones.

- El sector Ojo de Agua carece actualmente de un sistema de abastecimiento de agua potable, esto se debe el asentamiento acelerado y no planificado de la población en las adyacencias de las vías principales de la zona.
- Las tuberías matrices (20",16",12") existente en la zona no serán utilizadas por estar muy deterioradas por la edad y no cumplen con el diámetro mas favorables para el funcionamiento optimo del sistema.
- La ruta escogida para el diseño del sistema fue la más favorable, ya que se tomaron varios factores como: la topografía, por donde se hallan la mayor cantidad de viviendas, se respeto la franja de seguridad de tuberías petroleras de gran diámetro; y así tener mayores ventajas y beneficios para las comunidades.
- La planta modular ubicada en la planta de tratamiento José Antonio Anzoátegui, con las condiciones actuales de operación, tiene una capacidad máxima por lo que no esta en condiciones de abastecer a parte de Barcelona, por lo consiguiente tampoco es capaz de abastecer la zona en estudio. [12].

Una vez efectuado el diseño del sistema de distribución de Agua Potable, se concluye lo siguiente:

- El gasto medio de diseño necesario para abastecer el sector en estudio para el año 2038 es de 93.02 L/s.

- Las presiones, pérdidas, velocidades de todos los nodos, en las tuberías de alimentación y distribución (24", 16", 6", 4", 3"), se encuentran entre los rangos establecidos por diferentes criterios, aun durante la hora de máximo consumo.
- Las bombas seleccionadas para suplir los requerimientos de consumos de la población futura (2038), los satisfacen en su totalidad; con capacidad para bombear un caudal de: $Q=575,90$ L/seg a una presión de 66.99mH₂O.
- Para el sistema de distribución del sector se utilizo bombeo contra red y a su vez un bombeo directo al estanque con ubicación en Naricual.
- Los resultados de la simulación de las modificaciones planteadas al sistema, garantizan el abastecimiento de agua potable en todo el sistema durante la hora de máximo consumo (condición más desfavorable).

5.2. Recomendaciones.

- Realizar lo mas rápido posible la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable diseñado, para evitar el consumo de agua cruda y así mejorar la calidad de vida de las poblaciones.
- Aprobado y realizado el sistema de abastecimiento de agua potable, se debería elaborar un plan de ordenamiento urbano para controlar el crecimiento desproporcionado y descontrolado de la población del sector Ojo de Agua.

- Instalar medidores de flujo en el abastecimiento domiciliario para tener una contabilización del agua, y así evitar tomas clandestinas que propician fugas en los tramos de tuberías.
- Elaborar campañas de concientización con las mesas técnicas de agua para promover el uso racional del agua y disminuir el mal gasto.
- El rápido acondicionamiento de la planta Modular ubicada en la Planta de Tratamiento José Antonio Anzoátegui, ya que está opera actualmente a una capacidad de 120 L/seg; y no esta en condición de cumplir con una demanda futura de 367,381 L/seg, que es lo requerido para el funcionamiento del sistema diseñado.

BIBLIOGRAFÍA

[1].González L., “**Metodología Para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable**”, Editorial UDO Anzoátegui, 1^{ra} Edición, Barcelona, Venezuela (2006).

[2].Arocha, S., “**Abastecimiento de Agua**”, Ediciones Vega SRL, Tercera Edición, Caracas, Venezuela, (1997).

[3].Terence J, M., “**Abastecimiento de Agua y Alcantarillado**”, Editorial Mc Gran Hill, Sexta Edición, Santafé de Bogotá, Colombia.

[4].Azevedo J. y Acosta G., “**Manual de Hidráulica**”, Editorial Harla s.a, 1^{ra} Edición, Ciudad de México, México (1973).

[5].“**Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua**”, I.N.O.S. Caracas, Venezuela (1965).

[6].Mijares R., “**Abastecimiento de Agua y Alcantarillados**”, Ediciones Vega, 3^{ra} Edición, Caracas, Venezuela (1983).

[7].Fair G., Geyer J. y Okun D., “**Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales**”, Editorial Limusa, 1^{ra} Edición, Ciudad de México, México (1976).

[8].Mijares R., “**Abastecimiento de Agua y Alcantarillados**”, Ediciones Vega, 3^{ra} Edición, Caracas, Venezuela (1983).

- [9].Merritt F., “**Manual para el Ingeniero Civil**”, Editorial Mc Graw Hill, 3^{ra} Edición, Ciudad de México, México (1998).
- [10].Méndez, M., “**Tuberías a Presión en los Sistemas de Abastecimiento de Agua**”, Editorial UCAB, Primera Edición, Caracas, (1995).
- [11].“**Gaceta Oficial de la República de Venezuela**”, M.S.A.S., Número 4103, Extraordinario, Caracas, Venezuela (1988).
- [12].Romero, L. y Antiques, V., “**Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del Sector Los Potocos, Municipio Bolívar de Barcelona, Estado Anzoátegui**”, Trabajo de Grado. Universidad de Oriente. Núcleo de Anzoátegui. Venezuela (2005).
- [13].López Rojas, M. “**Abastecimiento de Agua del Apostadero Naval “Teniente [N] Fernando Fernández” de Guanta**”. Trabajo de Grado de la Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Departamento de Civil, Universidad de Oriente, Puerto la Cruz, Venezuela (1990).
- [14].Saldarriaga J., “**Hidráulica de Tuberías**”, Editorial Mc Graw Hill, Bogotá, Colombia (1998).
- [15].M.S.A.S., “**Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de Edificaciones**”. Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Gaceta Oficial de la República de Venezuela. N° 4044 Ext. (1988).

[16].“**Tipos de Investigación**”. (8-2008). Disponible en: Google: <http://tgrajales.net/investipos.pdf>.

[17].Sabino, C. “**Metodología de la Investigación**”, Editorial Panapo. Caracas. (1997).

[18].Arias, F., “**El proyecto de Investigación**”, Editorial Episteme. Caracas. (1998).

[19].Holguin y Hayashi., “**Metodología de la Investigación**”. Editorial Panapo. Caracas. (1993).

[20].“**Técnicas de investigación (observación indirecta)**”. (8-2008). Disponible en: Google: <http://garavito.colciencias.gov.com/>.

[21].Ander, E., “**Técnicas de Investigación Social**”. Editorial Humanista. Buenos Aires. (1982).

[22].Hernández, S y Otros., “**Metodología de la Investigación**”. Editorial McGrawHill. (1198).

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO:**

TÍTULO	Diseño del sistema de abastecimiento y redes matrices de agua potable en los barrios: Vista Alegre, Los Machos y el Caico, Sector Ojo de Agua, Municipio Simón Bolívar, Estado Anzoátegui.
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
Hidalgo Q, Paúl R.	CVLAC: 16545250 E MAIL: Paulhq_73@Hotmail.com
Cubillan M, Rolando E.	CVLAC: 15292194 E MAIL: Rolandocubillan@Hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

Diseño, sistema, abastecimiento, agua potable, distribución

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÀREA	SUBÀREA
Ingeniería y ciencias aplicadas	
	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

En el presente trabajo se realizó el primer tramo de los cuatros que conforman un proyecto integral de un sistema de abastecimiento de agua potable, precepto por el organismo público (Hidrocaribe). Este sistema tiene como fuente de inicio la planta de Potabilización José Antonio Anzoátegui ubicada en el sector los Montones, la cual contara con un sistema de bombeo nuevo ($Q=575,90L/s$, $H_b=66,99m$, $H_p=456,90$) con capacidad de impulsar y administrar el agua por medio de tuberías (24" y 16" ϕ) hasta un tanque de almacenamiento ($1568m^3$) que se ubicara en la zona de Naricual, a la cual dicha tubería se les hará empalmes (6", 4", 3" ϕ), para alimentar a los barrios en estudios: Vista Alegre, Los Machos y el Caico, sector Ojo de Agua, Municipio Simón Bolívar, Estado Anzoátegui; en dichos tramos de tuberías se utilizó todo tipo de accesorios necesarios para un buen funcionamiento. Dicho esto se realizó una revisión con GPS de las cotas ya presentadas en el plano de la zona en estudio. Se elaboro un estudio demográfico del sector, para así estipular el número de habitantes y la tendencia en el crecimiento de la población para un período de diseño de 30 años, a fin de determinar las dotaciones y consumos de la comunidad para los próximos 30 años.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
Asesor académico: González, Luis.	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Jurado : Ghanen, Ana.	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Jurado : Vergara, Raul.	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN

2009	04	20
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
Diseño. Sistema de abastecimiento.doc	Application / msword

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H
I J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u
v w x y z. 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9.

ALCANCE

ESPACIAL: _____ (OPCIONAL)

TEMPORAL: _____ (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pre-grado

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento de Ingeniería Civil

INSTITUCIÓN:

Universidad de Oriente- Núcleo de Anzoátegui

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al artículo 44 reglamento de trabajos de grado de la Universidad de Oriente:

“Los **trabajos de grado** son de exclusiva propiedad de la universidad de orienta y solo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del **consejo de núcleo** respectivo, quien lo participara al **consejo universitario**”

Hidalgo Q, Paul R.

AUTOR

Cubillan M, Rolando E.

AUTOR

Prof. González, Luis

TUTOR

Prof. Ghanen, Ana

JURADO

Prof. Vergara, Raul

JURADO

POR LA SUBCOMISION DE TESIS