

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



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA LA POBLACIÓN DE ARAGÜITA, MUNICIPIO
SIMÓN BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUI.**

REALIZADO POR:

ANDREA CAROLINA CARVAJAL GUACARÁN

GERGRIS CECILIA GUERRA PÉREZ

**Trabajo de Grado presentado como requisito parcial para optar al
título de
INGENIERO CIVIL**

Puerto La Cruz, Abril de 2009

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



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA LA POBLACIÓN DE ARAGÜITA, MUNICIPIO
SIMÓN BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUI.**

ASESORADO POR:

Prof. Mounir Bou Ghannam

Asesor Académico.

Puerto La Cruz, Abril de 2009

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



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA LA POBLACIÓN DE ARAGÜITA, MUNICIPIO
SIMÓN BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUI.**

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

Prof. Mounir Bou Ghannam

Asesor Académico.

Prof. Hilda Morales

Jurado Principal.

Prof. Francelia Araujo

Jurado Principal.

Puerto La Cruz, Abril de 2009

RESOLUCIÓN

*De acuerdo con el **Artículo 44** del Reglamento de Trabajos de Grado.
“Los Trabajos de Grado son de exclusiva propiedad de la Universidad y solo
podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo del
Núcleo respectivo, quien lo participara al Consejo Universitario”.*

DEDICATORIA

Primeramente a Dios y a la Virgen, por que sin ellos seria imposible llegar a la meta.

A mis padres por ser mi impulso, por enseñarme que con constancia todo se puede logra.

A mi hermana, por ponerme en el compromiso de ser cada vez mejor.

A mi novio, por darme tantos momentos de alegría.

A mis abuelos por ser el pilar fundamental de mi familia.

A mi Tío Omar, por su compromiso con este proyecto.

A todos mis familiares, que se que están tan ansiosos como yo.

Andrea C. Carvajal G.

DEDICATORIA

Primeramente a Dios porque él es el gran guía universal, por darme la fuerza de continuar cuando lo creí imposible. Sé que él está presente siempre y en todo momento.

A mis papás, Gerónimo Guerra y Grisel Pérez de Guerra, por confiar en mí, por apoyarme sin condiciones y por el amor que me regalan cada día. Gracias por querer darme lo mejor y enseñarme el mejor camino para lograr lo que quiero. Si vuelvo a nacer, le pido a Dios hacerlo de ustedes.

Gergrís C. Guerra P.

AGRADECIMIENTOS

A Dios y la virgen por siempre guiarme y no desampararme.

A mis padres por su apoyo incondicional y por estar allí dándome fuerzas para no decaer. Gracias por ser participes de cada cosa que me propongo.

A mi her por siempre estar dispuesta a ayudarme, por tener la disposición de auxiliarme en cada cosita, por muy pequeña que pareciese. Gracias por tu sinceridad y por ser mi amiga incondicional.

A Antonio por tanta paciencia, por tus palabras de aliento, por estar dispuesto ayudarme. Gracias por ser mi todo terreno.

A mi tío Omar, por asumir este proyecto como suyo, sacrificando sus fines de semana. Su ayuda fue fundamental para el logro de los objetivos del proyecto

A mi tía Gloria, por encender la luz en momentos en que todo se hacia oscuro.

A Angel, Grigerlis, Grisbelis, Edinson y a Emilio por estar dispuestos a colaborar y por ser nuestros comodines.

A Maiquer Martinez por ayudarnos en todo momento y al Sr. Luis Medina por brindarnos sus conocimientos en la recolección de información.

Al Ing. Valentino Milito por su excelente y desinteresada colaboración en los momentos claves del desarrollo del proyecto.

Al profesor Mounir Bou Ghannam por su amistad y su apoyo siempre que lo he requerido.

A mis Amichis y futuras colegas María Alejandra y María Carolina Guzmán por atender mis llamados de auxilio cada vez que las necesite.

A mi compañera Gergris, por montarse conmigo en este tren y siempre estar optimista ante todo. Amiga gracias por confiar en mí. Empezamos juntas y llegaremos juntas a la meta.

A la familia Guerra Pérez, por hacerme sentir parte de su familia.

Andrea C. Carvajal G.

AGRADECIMIENTOS

Gracias a Dios Todopoderoso por haber puesto en mi camino este proyecto tan importante y bendecirme con la satisfacción de verlo hecho realidad.

*Gracias a **mis padres**, por ser mi principal apoyo en este sueño. Por hacer lo necesario para brindarme la ayuda en el momento preciso, gracias por sus bendiciones, consejos y deseos. Los amo!*

***Hermanita** Gracias por ser mi amiga incondicional, por ayudarme tanto. Le doy Gracias a Dios por tenerte a mi lado, que Dios te cuide a donde quiera que vayas. Te Adoro.*

*Gracias a mis abuelos **Brunilda y Nacho** por ser tan especiales en mi vida. Gracias por sus oraciones. También a mis tíos, Migdalia y Carlos por la alegría que me transmitieron en los momentos más difíciles. Gracias por desearme lo mejor.*

***A Edgalys Pérez**, Gracias prima por brindarme tu apoyo y ayuda en todo momento. Eres una excelente amiga, sé que cuento contigo "siempre".*

*A la familia Gamboa Gómez, mil Gracias por convertirse en mi segunda familia. Gracias por el cariño y el apoyo que me regalaron para que este sueño se cumpliera. Especialmente a **Edinson Gamboa** por ser mi compañero en todo momento, Gracias por el amor, la comprensión y la gran ayuda que me regalaste. Se les quiere mucho en este corazón.*

*Muchas gracias en especial a: **Maiquer Martínez, Sr. Omar Guacarán** y al **Sr. Luis Medina** por la inmensa colaboración en el trabajo de campo. Sin ustedes este proyecto no sería lo que hoy es. Que Dios los Bendiga.*

*Gracias a **Ángel Olano, Antonio Portillo, Emilio Salazar y Grisbelis Pérez** por la importante ayuda en campo y por supuesto por su amistad.*

*A mi amigo: **Ing. José Peraza**, muchísimas Gracias por ser un excelente guía en cada fase de este proyecto, por sus recomendaciones y gran ayuda. No lo olvidaré.*

*Gracias a **Valentino Milito** por la extraordinaria colaboración en uno de los puntos más definitivos del proyecto. Excelente ayuda!*

Gracias a nuestro asesor académico: Prof. Mounir Bou Ghannam por aceptar trabajar con nosotras en este proyecto y tener el tiempo siempre para atendernos.

Gracias Caro por aceptar darle el toque final a este reto.

Muchas Gracias a la familia Carvajal Guacarán por la excelente colaboración a lo largo de todo el proyecto. Gracias de verdad, fueron parte importante en esto.

Por último, Gracias Andre por hacerme parte del proyecto. En él quedaron nuestros nombres grabados como testigos de un esfuerzo en común. Mil Gracias Amiga, "cuenta conmigo siempre". Éxito en lo que desees emprender!

Gergrís C. Guerra P.

CONTENIDO

RESOLUCIÓN.....	1
DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTOS	4
CONTENIDO.....	9
RESUMEN	15
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	16
1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA	16
1.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA	2
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	7
1.4.1 Objetivo General	7
1.4.2 Objetivos Específicos	7
CAPITULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS	8
2.1 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	8
2.1.1 Factores que Afectan al Consumo de Agua.....	8
2.1.2 Principales Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable ..	10
2.2 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	10
2.2.1 Fuentes de Abastecimiento	10
2.2.2 Obras de Captación	11
2.2.3 Obras de Aducción o Conducción	12
2.2.3.1 Líneas de Aducción por Gravedad.	12
2.2.4 Planta de Tratamiento.....	13
2.2.5 Tanque de Almacenamiento.....	13
2.2.5.1 Capacidad del Estanque.....	14

2.2.5.2 Ubicación del Estanque	19
2.2.5.3 Tipos de Estanques	19
2.2.5.4 Accesorios Complementarios	19
2.2.6 Red de Distribución	20
2.2.6.1 Trazado de la Red.	20
2.2.6.2 Tipos de Redes.....	20
2.2.6.3 Sistemas de Distribución	21
2.2.6.4 Diseño de la Red de Distribución.....	22
2.2.6.5 Chequeo de Diámetros y Velocidades.....	23
2.2.6.6 Presiones.....	24
2.3 INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS PRELIMINARES.....	25
2.3.1 Estudios Demográficos.....	25
2.3.2 Estudios Topográficos	25
2.3.3 Estudios Sanitarios de la Hoya y Calidad del Agua.....	26
2.3.4 Estudios Hidrológicos.....	26
2.3.5 Estudios Geológicos.....	27
2.3.6 Estudios Misceláneos.....	28
2.3.7 Estudio de Obras Existentes y Servicios Públicos.	28
2.4 PERÍODOS DE DISEÑO Y FACTORES DETERMINANTES.....	29
2.4.1 Durabilidad o Vida Útil de las Instalaciones.....	29
2.4.2 Facilidades de Construcción, Ampliaciones o Sustituciones.....	30
2.4.3 Tendencias de Crecimiento de la Población.	31
2.4.4 Posibilidades de Financiamiento y Rata de Interés.....	31
2.4.5 Rango de Valores.....	32
2.4.5.1 Fuentes Superficiales	32
2.4.5.2 Fuentes Subterráneas	32
2.4.5.3 Obras de Captación	33
2.4.5.4 Líneas de Aducción	33
2.4.5.5 Plantas de Tratamiento.....	33

2.4.5.6 Estanques de Almacenamiento	33
2.4.5.7 Redes de Distribución.....	33
2.5 DEMANDA DE AGUA.....	34
2.5.1 Consumo Doméstico	34
2.5.2 Consumo Público	34
2.5.3 Consumo por Pérdida de la Red	34
2.5.4 Consumo por Incendio	35
2.6 VARIACIONES PERIÓDICAS DE LOS CONSUMOS.....	36
2.6.1 El Consumo Medio Diario (Q_m).....	36
2.6.2 El Consumo Máximo Diario (Q_{MD}).....	36
2.6.3 El Consumo Máximo Horario (Q_{MH}).....	37
2.7 CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	38
2.7.1 Población de diseño.....	38
2.7.2 Método de Comparación Gráfica.....	38
2.7.3 Método de Crecimiento Lineal.....	39
2.7.4 Método Geométrico.....	40
2.7.5 Método Logarítmico.....	40
2.7.6 Método de las densidades de saturación	41
2.7.7 Métodos Estadísticos	42
2.7.7.1 Línea recta (regresión lineal)	42
2.7.7.2 Curva exponencial ($a > 0$).....	42
2.7.7.3 Curva logarítmica.....	42
2.7.7.4 Curva potencial ($a > 0$)	42
2.8 AFOROS DE CAUCES DE AGUA.....	42
2.8.1 Métodos de Aforo	43
2.8.1.1 Métodos Directos.....	43
2.8.2.2 Métodos Indirectos	44

2.9 PÉRDIDAS EN UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	
POTABLE.....	57
2.9.1 Causas	57
2.10 TUBERÍAS.....	58
2.10.1 Profundidades De Tuberías.....	59
2.10.2 Colocación de las Tuberías de Acueductos.	60
2.10.3 Determinación de Diámetros para Tuberías de Acueductos.	
.....	61
2.13 VÁLVULAS	63
2.14 HIDRANTES.	64
CAPITULO III: MARCO METODÓLOGICO Y CÁLCULOS.....	65
3.1 GENERALIDADES.....	65
3.3.1 Descripción de la Fuente de Abastecimiento Y Obra de	
captación del Acueducto de la Población de Aragüita.	66
3.2 ESTUDIOS PRELIMINARES	66
3.2.1 Levantamiento Topográfico.....	66
3.2.2 Estudio de la Población Actual y Futura	69
3.2.2.1 Cálculo de la Rata de Crecimiento: según la ecuación	
2.10.....	70
3.2.2.1 Cálculo de la Población	70
3.2.3 Estudio del Agua	71
3.5 DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	73
3.5.1 Cálculo de la Dotación	73
3.5.2 Gastos.....	75
3.5.2.1. Consumo medio diario anual	75
3.5.2.2. Consumo máximo diario	76
3.5.2.3 Consumo Máximo Horario	76
3.4.2.4. Calculo del consumo de Incendio	76
3.5.3 Estanque de Almacenamiento.....	76

3.5.4 Red de Distribución	80
3.5.4.1 Aplicación del Software Watercad.	82
3.5.4.2 Ventana de Entrada de Datos para Tuberías	89
3.5.4.3 Ventana de Entrada de Datos para Juntas de Presión. .	90
3.5.4.4 Ventana de Entrada de Datos para Válvulas	92
3.5.4.5 Ventana de Entrada de Datos para Reservorio.	93
3.5.4.6 Ventana de Entrada de Datos para Tanques.....	94
3.5.4.7 Corrida del Programa.....	95
3.5.5 Aducción.....	98
CAPITULO IV: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	99
4.1 GENERALIDADES.....	99
4.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	99
4.3 FUENTE DE AGUA.....	99
4.3.1 Análisis bacteriológico	100
4.3.2 Análisis fisicoquímico	102
4.4 Estudio demográfico	104
4.5 sistema de abastecimiento de agua propuesto	105
4.5.1 Unión de los Tramos de Tubería	107
4.5.2 Accesorios.....	107
4.5.3 Apoyo de los Tramos de Tubería	108
4.6 COSTO TOTAL DE LA OBRA	110
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	111
5.1 CONCLUSIONES	111
5.2 RECOMENDACIONES	112
BIBLIOGRAFÍA	114
ANEXOS	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO 1: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO 2: TABLAS DE NIVELACIÓN ...	¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 3: ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICO . ¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 4: ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO ¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 5: TABLAS DE VELOCIDADES Y PRESIONES ¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 6: TABLA DE AFOROS ¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 7: FLUCTUACIONES ¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 8: FOTOS ¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 9: COMPUTOS METRICOS ¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 10: ANALISIS DE PRECIO UNITARIO Y PRESUPUESTO

..... ¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 11: PLANOS ¡Error! Marcador no definido.

RESUMEN

En el presente proyecto se diseñó el sistema de abastecimiento de agua potable para la población de Aragüita perteneciente al Municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui. El dimensionamiento de la red se realizó con la ayuda del programa de computación Water Cad. V-4.5. Este proyecto fue diseñado para un periodo de 20 años y el resultado de la población futura se definió por el método geométrico de acuerdo al censo realizado en el sitio y los datos suministrado por el INE con una densidad de 5 hab/viv. Se estimó una dotación de 200 lts/per/día para así hallar el consumo que requería la población. La fuente de abastecimiento que proporcionará el caudal necesario para la red de distribución será una quebrada ubicada en la cota 131,86 msnm y aguas arriba de la población, por lo que es claro que el sistema funcionará por gravedad.

La tubería de aducción será fabricada en hierro galvanizado (HG), de 387 metros de longitud y 6 pulgadas de diámetro externo, y estará conectada a la obra de captación o toma ubicada aguas arriba de la Quebrada Aragüita. El tanque que servirá de alimentación a la red se ubica en la cota 118,28 msnm (capacidad total de 1050 metros cúbicos), se prevé construir de dos celdas con 525 metros cúbicos cada una, con dimensiones propuestas de 7,5m*14m*5m y del cual sale una red de distribución conformada por ramales. La tubería dispuesta a la salida del tanque es de PVC de 8 pulgadas de diámetro externo. La línea principal de la red posee una longitud de 3.690 metros y a ella se conectan los distintos ramales para realizar la distribución por toda la zona en estudio. Se realizaron los cálculos métricos y el presupuesto estimado para este proyecto mediante el programa Lulo Win Control de Obras.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La población de Aragüita pertenece al Municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui, está ubicada al Nor-Este del mismo, limitada al Norte con la Población del Rincón, al Sur con el cerro Catuaro, al Este con El Francés y al Oeste con la Población de Tabera. (Ver Figura 1.1).



Figura 1.1. Ubicación de la Zona en Estudio.



1.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA

La población posee una vegetación muy abundante (Ver F.1), un clima caluroso, y temperaturas que varían entre 29 y 32° C. Las lluvias se presentan desde el mes de Mayo hasta Noviembre, estas suelen ser lluvias de mucha intensidad y en ocasiones de larga duración.

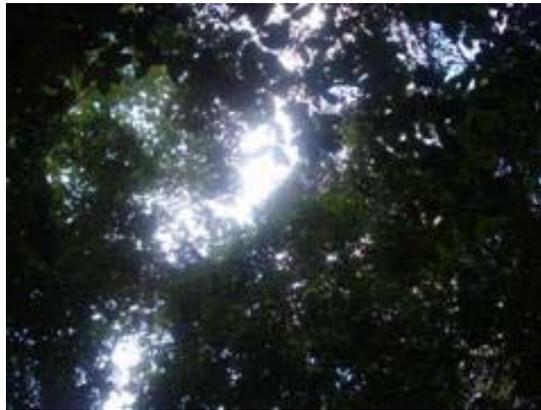


Foto F.1 Vegetación de la Zona.

A través de ella cruza un importante cauce natural, la Quebrada de Aragüita; que nace en la localidad del Hatico y desemboca en el Río Neverí. Debido a esto se caracteriza por ser una zona de suelo rocoso (Ver F.2), en forma de cantos rodados. La topografía está caracterizada por pendientes pronunciadas, presentes en gran parte de la superficie en estudio.



F.2. Suelo rocoso con pendientes pronunciadas



Respecto a los servicios públicos cuentan con vías de fácil acceso, que actualmente se encuentran en buenas condiciones; lo que permite el paso de medios de transporte particulares y de servicio público, este último cubre las rutas Barcelona - Aragüita en horario comprendido entre las 6:00am a 8:00pm. A pesar de poseer servicio eléctrico, el alumbrado público es deficiente.

Desde el punto de vista social la localidad dispone de la Escuela Rural Escuela Básica Aragüita (EBERA), donde se imparten la educación Inicial, Básica y Ciclo Diversificado con capacidad aproximada de 500 alumnos por turnos (Mañana y Tarde); un dispensario donde prestan servicios de consultas externa y odontológica, además de un puesto policial que actualmente esta inactivo, compensando esto con patrullaje diario de la Policía y la Guardia Nacional.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Un sistema de abastecimiento permite que el agua llegue desde el lugar de captación al punto de consumo de una comunidad, para fines de consumo doméstico, público, industrial y otros usos. El agua es un elemento imprescindible para cualquier ser vivo, sin su presencia la vida en la Tierra no sería posible. Por lo tanto; el agua potable es una cuestión de supervivencia. Toda población necesita acceso a una cantidad suficiente de agua pura para mantener la buena salud y la vida.

En la actualidad existe un número significativo de caseríos y poblaciones rurales que no cuentan con un sistema digno que les permita satisfacer ininterrumpidamente sus necesidades. Muchos de estos sistemas



han sobrepasado de manera significativa su vida útil; lo que genera un desabastecimiento de agua potable, debido al aumento poblacional. Éste es el problema que está presentando la población rural de Aragüita, motivo por el cual se prevé diseñar una red de abastecimiento de agua potable, que permita mejorar la calidad de vida de sus habitantes.

Aragüita es una población perteneciente al Municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui, la cual se encuentra localizada políticamente al Nor-Este del Estado Anzoátegui, su vegetación es muy abundante con un clima caluroso. Esta posee varias restricciones de suministro de agua, por cuanto presenta un sistema construido hace 41 años, el cual consiste en un sistema de distribución por gravedad, que va desde la toma ubicada en la Quebrada Aragüita, que atraviesa la población, hasta el tanque de almacenamiento cuya capacidad es de 80.000 litros (Ver F.3); que surte, de forma racionada, a la comunidad. El sistema también cuenta con un proceso de cloración, previo al tanque de almacenamiento; donde este se realiza manualmente, una vez al día (Ver F.4).



F.3 Tanque de Almacenamiento.



F.4 Tanque de Cloración.



Además, en períodos de lluvia los consumidores reciben el agua turbia mientras que en sequía el abastecimiento de agua disminuye. Cabe destacar, que la población esta en alarma, a causa de que un codo que se encuentra cerca de la toma, sobre la quebrada está sometido a alta presión, ya que su base fue golpeada con rocas y árboles en crecida de la quebrada ocurrida en Mayo de 2007, originando filtraciones en el mismo (Ver F.5). Otra de las situaciones de este sistema es que sus válvulas están dañadas (Ver F.6), lo que impide hacerle el mantenimiento adecuado.



F.5. Codo afectado por crecida de la quebrada.



F.6 Válvula Dañada Ubicada en la Entrada del Tanque de Cloración.



Por ser Aragüita una población en crecimiento, esta requiere de un sistema de abastecimiento de agua potable adecuado que garantice la seguridad social y sanitaria de la comunidad, dicha población se encuentra en emergencia, a consecuencia de que el sistema está a punto de un colapso, por lo tanto: se propone, a través del estudio de la fuente de agua, determinar la toma, para posteriormente y mediante una aducción, transportar el agua hasta un estanque elevado y, de aquí por gravedad realizar la distribución. Con el estudio de la población, conocer el caudal de agua potable requerido y el caudal de diseño según las necesidades de la misma; para mejorar la calidad de vida de los habitantes de dicha comunidad. Una vez obtenidos los datos necesarios para el diseño se realizará la simulación mediante un software especial para acueductos.



1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

- Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la población de Aragüita, Municipio Simón Bolívar, Estado Anzoátegui.

1.4.2 Objetivos Específicos

1. Realizar el levantamiento topográfico.
2. Estudiar la población actual y futura.
3. Analizar la fuente de agua.
4. Calcular el sistema de abastecimiento de agua.
5. Dibujar los planos definitivos y detalles.
6. Determinar los cálculos métricos, análisis de precios unitarios y el presupuesto de la obra.

CAPITULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Un Acueducto o Sistema de Abastecimiento de agua, es un conjunto de obras y materiales utilizados para la captación, aducción, conducción, tratamiento y distribución del agua potable que permiten a un núcleo de población determinado o a viviendas aisladas obtener el agua que necesitan para sus actividades diarias. ^[11]

Un sistema de abastecimiento de agua esta constituido por una serie de estructuras presentando características diferentes, que serán afectadas por coeficientes de diseño distintos en razón de la función que cumplen dentro del sistema.

2.1.1 Factores que Afectan al Consumo de Agua

a. Tipo de Comunidad

Una comunidad o zona a desarrollar esta constituida por sectores residenciales, comerciales, industriales y recreacionales, cuya composición porcentual es variable para cada caso. Esto nos permite fijar el tipo de consumo de agua predominante y orientar en tal sentido las estimaciones, así se tiene:

- a.1 Consumo Doméstico: constituido por el consumo familiar de agua de bebida, lavado de ropa, baño y aseo personal, cocina, limpieza, riego de jardín, lavado de carro y adecuado funcionamiento de las instalaciones sanitarias.



- a.2 Comercial o Industrial: puede ser un gasto significativo en casos donde las áreas a desarrollar tengan una vinculación industrial o comercial.
- a.3 Consumo Público: esta constituido por el agua destinada a riego de zonas verdes, parques y jardines públicos, así como la limpieza de las calles.
- a.4 Consumo por Pérdida en la Red: Es motivado por juntas en mal estado, válvulas y conexiones defectuosas.
- a.5 Consumo por Incendio: en términos generales, puede decirse que un sistema de abastecimiento de agua representa el más valioso medio para combatir incendio.

b. Factores Económico-Sociales

Las características económico-sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda.

c. Factores Meteorológicos

Generalmente los consumos de agua de una región varían a lo largo del año de acuerdo a la temperatura ambiental y a la distribución de las lluvias.

d. Otros Factores

Con frecuencia se considera que influyen en los consumos factores como: calidad del agua, eficiencia del servicio, utilización de medidas de control y medición de agua.



2.1.2 Principales Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable

Los principales sistemas de abastecimiento son:

a. Sistema de Alimentación Directa.

Se utiliza cuando el abastecimiento de agua público es continuo y mantiene una presión mínima adecuada.

b. Sistema de Distribución por Gravedad desde un Tanque Elevado.

Se emplea en sectores donde el abastecimiento de agua al público no es continuo o carece de presión adecuada.

c. Distribución por Combinación de Estanque Bajo, Bomba de Elevación y Estanque Alto.

Se utiliza cuando el servicio no es continuo y la presión no es adecuada para llenar el tanque elevado.

d. Distribución con Equipo Hidroneumático.

Se emplea en zonas donde el abastecimiento de agua no garantice la presión suficiente y se desea mantener una presión adecuada.

2.2 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

2.2.1 Fuentes de Abastecimiento

La fuente de abastecimiento constituye la parte más importante del acueducto, ya que debe garantizar la capacidad para abastecer la población futura del diseño. Deben ser básicamente permanentes y suficientes, pudiendo ser superficiales o subterráneas. Pueden a su vez no ser directamente suficientes, en cuyos caso requerirán ser parcial o totalmente



reguladas. La fuente debería de aportar a la obra de captación para ser suministrada a la comunidad entre el 125 % y el 160 % del consumo medio diario durante la vida útil de la obra. (INOS 1966).^[7] Generalmente las fuentes superficiales tienen ventajas sobre las subterráneas.

Entre las fuentes superficiales están los manantiales, ríos, lagos, etc. en el caso de fuentes subterráneas un ejemplo de ello serían los pozos profundos.

Las aguas captadas deben en general, ser conducidas al sitio de consumo, para lo que se requiere las líneas de aducción de gravedad o bombeo, pudiendo estas ser canales abiertos o conductos a presión, dependiendo de la topografía de la zona.

2.2.2 Obras de Captación

Las obras de captación, tienen como finalidad, asegurar la captación del gasto previsto en cualquier condición de flujo y durante todo el año. Estas obras pueden ser superficiales o subterráneas, sean de ríos, lagos condiciones imperantes de las masas de aguas, deben aportar a la aducción entre el 125% y 160% del consumo medio diario durante la vida útil de la obra. Las obras de captación más usuales en fuentes de aguas superficiales son las siguientes.

- Captación Directa de las aguas por medio de una torre toma, dique toma, estación de bombeo fija, flotante o montada sobre plataforma móvil.
- Captación Indirecta por medio de una galería de infiltración y por pozo perforado por el método de chorro excavado.



En fuentes superficiales se emplean los métodos de captación directa cuando la calidad físico química y bacteriológica del agua permite adoptar la cloración como tratamiento mínimo. Los métodos de captación indirecta se emplean cuando la calidad bacteriológica del agua o la turbidez ocasional de la misma, requieren el aprovechamiento de la filtración natural a través de los estratos permeables del río.

Una obra de captación creada en Venezuela es la toma denominada OBHIDRA, esta toma es una estructura flexible, formada por una manguera, unida en su extremo inferior a un túnel o conducto de toma y en el extremo aguas arriba a un cable o cadena que permite subir o bajar la boca de la manguera desde una balsa flotante en la superficie del embalse.

2.2.3 Obras de Aducción o Conducción

Las aguas captadas en general deben ser conducidas al sitio de consumo, para lo cual se requieren las líneas de aducción, dependiendo de la topografía de la zona. La aducción puede considerarse de dos tipos: Línea de aducción por gravedad y línea de aducción por bombeo.

2.2.3.1 Líneas de Aducción por Gravedad.

Está constituida por la tubería que conduce agua desde la obra de captación hasta el estanque de almacenamiento, así como de las estructuras, accesorios, dispositivos y válvulas integradas a ellas. Una línea de aducción por gravedad debe aprovechar al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado, lo cual en la mayoría de los casos nos conducirá a la selección del diámetro mínimo que permita presiones iguales o menores que la resistencia física que el material soportaría. ^[2]



Para el diseño de una línea de aducción por gravedad deben tenerse en cuenta, los siguientes criterios:^[2]

- Carga disponible o diferencia de elevación.
- Capacidad para transportar el gasto máximo diario.
- La clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- La clase de tubería, en función del material, que la naturaleza del terreno exige; necesidad de excavaciones para colocar la tubería enterrada o por el contrario, dificultades o excavaciones antieconómicas que impongan el uso de tubería sobre soportes.
- Diámetros.

2.2.4 Planta de Tratamiento.

La mayoría de las aguas necesitan, en mayor o menor grado, la aplicación de algún tratamiento para cumplir con los requisitos de potabilidad; por lo tanto, casi la totalidad de los sistemas de abastecimiento de agua requieren de una planta de tratamiento.

2.2.5 Tanque de Almacenamiento.

Debido a que el consumo de agua de la población no es constante sino que, varía según la hora del día, y dado que el suministro es un caudal teóricamente constante. Es necesaria la construcción de un tanque regulador que amortigüe las demandas horarias. La función básica del estanque es almacenar agua en los periodos en los cuales la demanda es menor que el suministro de tal forma que los periodos en los que la demanda sea mayor que el suministro se complete el déficit con el agua almacenada inicialmente.^[1]



Los aspectos más importantes para el diseño de los estanques de almacenamiento son:

- Capacidad.
- Ubicación.
- Tipos de Estanques.

2.2.5.1 Capacidad del Estanque

La capacidad que debe tener un estanque de almacenamiento depende de sus funciones, las cuales se pueden enumerar:

a. Compensación de las Fluctuaciones del Consumo.

Siendo evidente que existen variaciones horarias en los consumos de agua y que el sistema de abastecimiento o en algunas de sus partes debe satisfacer esta necesidad, se trata de encontrar una relación que determine su proporcionalidad respecto al consumo medio (Q_m)

Una manera más precisa sería obteniendo el diagrama de consumo para un día promedio (Figura 2.1) y elaborando su curva de consumos acumulados (Fig. 2.2), 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.

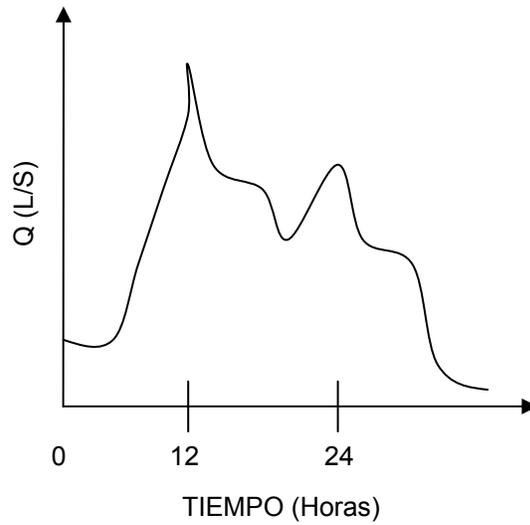


Figura 2.1. Curva de Variación Horaria para un día típico. [3]

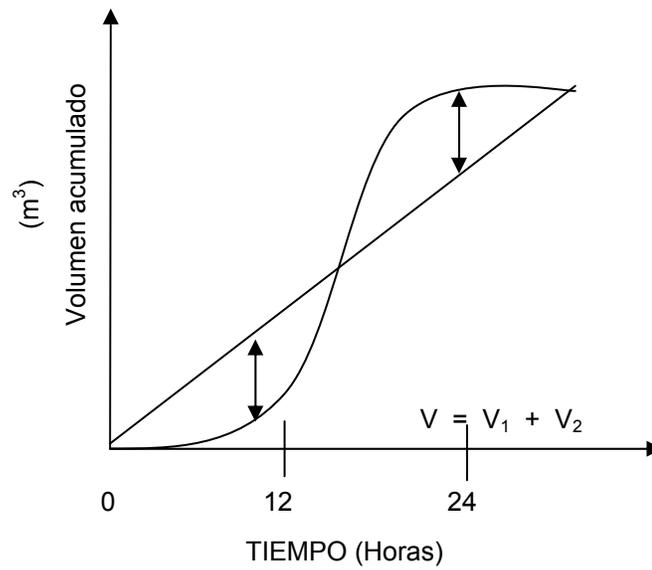


Figura 2.2 Curva de Consumos Acumulados construida en base a la Curva de Variaciones Horarias para un día típico. [3]



Otra manera sería utilizando la Fig. 2.3, que representa la curva típica de variaciones horarias del consumo, desarrollada por INOS (1965), con dicha curva y el consumo medio (dotación) podríamos elaborar la Fig. 2.2, para luego obtener el volumen a acumular de manera similar mencionado anteriormente.

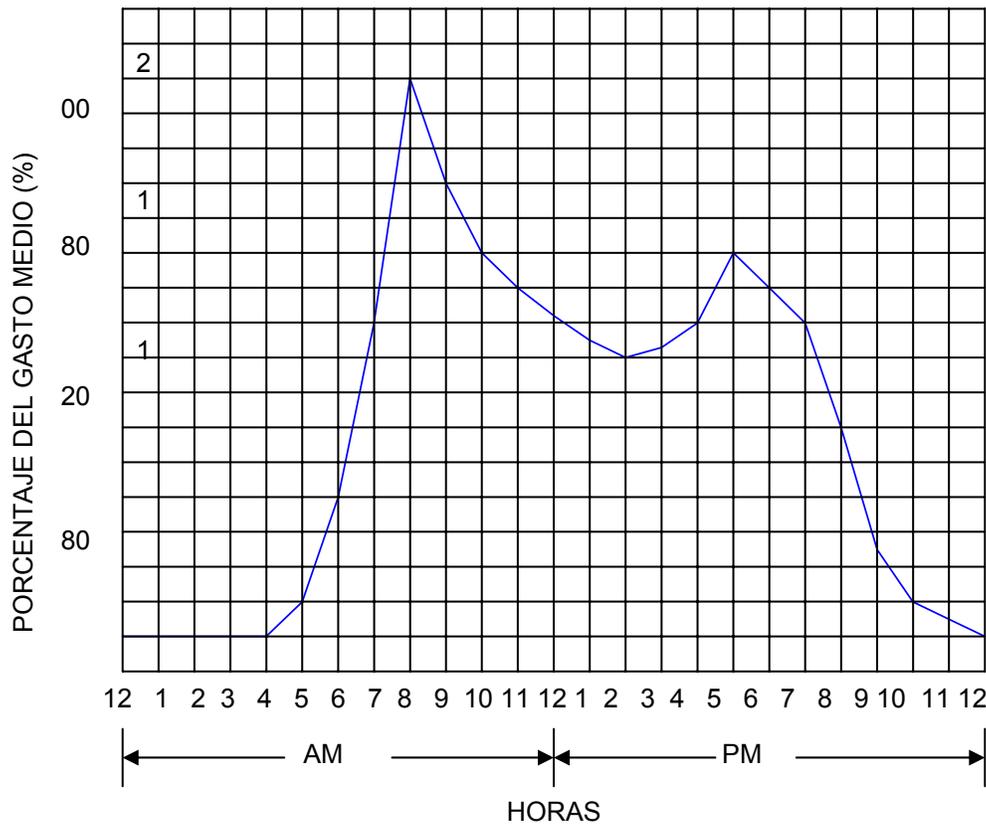


Figura 2.3. Curva Típica de Variaciones Horarias del Consumo (Desarrollada por el INOS, 1965).^[3]



Por otro lado, Rivas Mijares indica que ésta representa entre un 25% y 28% de la población para distribución por gravedad.

$$V_f = 25\% - 28\% \times Q_m \quad \text{Ec. 2.1.}$$

b. Reserva para Eventualidades

Ante la eventualidad de que en la línea de aducción puedan ocurrir daños que mantendrían una situación de déficit en el suministro de agua, mientras se hacen las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que de oportunidad a reestablecer la conducción de agua hasta el tanque. En tal caso puede estimarse un período de 4 horas y el gasto medio de consumo para la determinación de esa capacidad.

Cuando el suministro pueda considerarse eficiente y seguro puede prescindirse de este volumen.

c. Reservas para Emergencias por Incendio

Puede decirse que un sistema de abastecimiento de agua representa el más valioso medio para combatir incendios, y que en el diseño de algunos e sus componentes este factor debe ser considerado de acuerdo a la importancia relativa en el conjunto y de lo que esto puede significar para el conglomerado que sirve.

También deberá contemplarse una condición de análisis para el caso de incendio, por lo que se considera un factor K_3 que se estima entre 1.5 y 1.8. Las Normas ^[7] establecen: “Debe hacerse un análisis del sistema en la demanda correspondiente a 180% del consumo promedio anual, más la demanda de incendio”

$$Q_l = K_s \times Q_m + I \quad \text{Ec. 2.2}$$



Donde:

QI= Consumo de incendio (L/s)

Qm= Consumo medio (L/s)

K₃= Factor de seguridad

I= Demanda de incendio (L/s)

Las normas I.N.O.S "Normas de proyecto y especificaciones de materiales para los sistemas de abastecimiento de agua en urbanizaciones" ^[7] generalmente asumen un tiempo de duración de incendio de 4 horas, con lo cual se tiene una capacidad adicional requerida. La Gaceta N° 4103 Art. 95 establece los siguientes valores para la demanda de incendio:

- 10 lts/seg: zona residencial unifamiliar o bifamiliar.
- 16 lts/seg: zona residencial, viviendas multifamiliares, comerciales o mixta e industriales para baja densidad y 32 lts/ seg. para alta densidad.

La duración de incendio se supondrá de 4 horas.

Según normas para el diseño y construcción de acueductos para poblaciones pequeñas, se recomienda para poblaciones mayores a 2000 y hasta 5000 habitantes un caudal de incendio de 5Lt/s y duración de 2 horas a presión mínima (10m).

Se supone que estos gastos pueden ser requeridos en cualquier instante y, por tanto, debe existir en el tanque de almacenamiento esta reserva para atender contingencia de incendio durante un determinado lapso.



2.2.5.2 Ubicación del Estanque

La ubicación del estanque esta determinada principalmente por la necesidad de mantener presiones en la red dentro de los rangos que puedan garantizar para las condiciones más desfavorables una dinámica mínima y una máxima.

2.2.5.3 Tipos de Estanques

Los estanques de almacenamiento generalmente se construirán sobre el terreno, cuando la topografía del terreno no permita la construcción de este tipo de estanque podrán construirse estanques elevados de concreto armado o metálicos.

2.2.5.4 Accesorios Complementarios

Las normas sanitarias ^[8] contienen especificaciones acerca de los estanques de almacenamiento entre las cuales podemos destacar las siguientes:

- a. Los estanques deberán dividirse en dos o más celdas, de manera de permitir la limpieza de cada una de ellas sin interrumpir el servicio de agua.
- b. Cada celda deberá equiparse independientemente de los siguientes accesorios y atender algunas recomendaciones tales como:
 - Tubería de aducción dotada de llave.
 - Tubería de distribución dotada de llave.
 - Tubería de rebose por descarga libre.
 - Tubería de limpieza dotada de llave
 - La pendiente mínima del fondo será del 1%.



- Los extremos de la tubería de rebose y de limpieza no deberán conectarse a las cloacas de agua servida.
- Cada celda deberá dotarse de una boca de visita accesible desde el exterior para labores de inspección, reparación, mantenimiento y limpieza.

Los estanques deben proveerse de un sistema de ventilación con protección adecuada para prevenir la entrada de insectos y otros animales. Es aconsejable colocar un medidor registrador a la salida del estanque, que permita determinar los volúmenes de agua entregados en forma diaria, así como las variaciones del gasto. También debe proveerse el estanque de control de niveles flotantes y escaleras de acceso interior y exterior.

2.2.6 Red de Distribución

Consisten en un conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento o planta de tratamiento hasta los puntos de consumo.^[6]

2.2.6.1 Trazado de la Red.

El trazado de la red debe obedecer a la conformación física de la población y por lo tanto no existe una forma predefinida. Hidráulicamente se pueden establecer redes abiertas, redes cerradas o redes mixtas, dependiendo de las condiciones.

2.2.6.2 Tipos de Redes

Dependiendo de la topografía, de la vialidad y de la ubicación de las fuentes de abastecimiento y del estanque, puede determinarse el tipo de red de distribución.



- Tipo ramificado: son redes de distribución constituidas por un ramal troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden constituir pequeñas mallas, o constituidos por ramales ciegos. Este tipo de red es utilizado cuando la topografía es tal que dificulta la interconexión entre ramales. También puede originarse por el desarrollo lineal a lo largo de una vía principal o carretera, donde el diseño más conveniente puede ser una arteria central con una serie de ramificaciones para dar servicio a algunas calles que han crecido convergiendo a ella.
- Tipo mallado: estas están constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. este tipo de red de distribución es el más conveniente y tratara siempre de lograrse mediante la interconexión de las tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente.
- Tipo mixto: este tipo de red posee tramos ramificados y mallas.

2.2.6.3 Sistemas de Distribución

Dependiendo de la energía disponible para el transporte del agua, se clasifican de la siguiente manera:

- Sistemas de gravedad: cuando la fuente de abastecimiento esta a una elevación tal que suministre el agua bajo la acción misma de la gravedad.
- Sistema de bombeo (con almacenamiento): para este sistema, la presión necesaria que debe suministrarse al liquido se alcanza mediante el uso de bombas y motores. Este método permite bombear a ratas más o menos uniformes, simplificando el diseño y permitiendo escoger unidades que presenten mejores eficiencias durante su funcionamiento.



- Sistema de bombeo (sin almacenamiento): para este caso, las bombas impulsan el agua directamente en las tuberías de distribución. Este sistema obliga a tener unidades de reserva que funcionen en el caso de desperfectos de las unidades en servicio. ^[3]

2.2.6.4 Diseño de la Red de Distribución.

Para el diseño de la red de distribución es imprescindible haber definido la fuente de abastecimiento y la ubicación tentativa del estanque de almacenamiento.

El análisis de la red debe contemplar las condiciones más desfavorables, lo cual hace pensar en la aplicación de factores para las condiciones de caudal máximo horario y la estimación de la demanda de incendio.

Las presiones en la red deben satisfacer ciertas condiciones mínimas y máximas para las diferentes situaciones de análisis que puedan ocurrir; esto obliga en muchos casos (ciudades con topografía irregular) a separar redes mediante estanques, válvulas reductoras de presión o tanquillas rompe cargas, a fin de mantener estas presiones dentro de los valores máximos tolerables en la red de distribución.

Diversos métodos se han seguido para determinar los gastos por cada nodo de una red, entre los cuales los más generalizados son: el método de las áreas y el método de la repartición media.



- **Método de las Áreas:** Se trata de determinar el gasto o consumo medio para toda la zona a proyectar y las áreas de influencia de cada nodo con su peso respectivo, a fin de definir una demanda unitaria. Se entiende por peso de un nodo la rata de ocupación del nodo o de desarrollo en el periodo de diseño. Se enumeran los nodos que configuran la malla y se determinan las áreas de influencia de cada uno, trazando las mediatrices de los tramos. Se procura tener áreas de figuras geométricas conocidas o en caso contrario debe disponerse de planímetros para su medición.
- **Método de Repartición Media:** Este método muy generalizado, para la concentración de los gastos en los nodos, es mediante la repartición del gasto por mitad a ambos extremos de cada tramo. Para ello, una vez que se ha definido la malla y se han determinado los gastos medios de consumo en cada tramo de todo el sistema (tubería principal, secundaria y ramales abiertos), se asignan los gastos de las tuberías secundarias y ramales ciegos a las tuberías principales, de acuerdo a una distribución lógica. Asignando a cada tramo de la tubería principal (la malla) el gasto correspondiente, se multiplica por el factor de diseño (k_2 y k_3 , etc.) y se reparten dichos gastos por mitad a cada nodo que constituye el tramo.

2.2.6.5 Chequeo de Diámetros y Velocidades.

En redes de distribución de los sistemas de agua en zonas rurales (< 5000 hab) las Normas del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social establecen: Artículo 76. El diámetro mínimo a usarse en redes de distribución será de 3 pulg En casos especiales para tuberías de relleno y ramales de poca importancia, podrá usarse diámetro de 2 pulg ^[5]



Las Normas INOS para proyecto y especificaciones de agua en urbanizaciones ^[7]. Establece que en sistemas urbanos, el diámetro mínimo aconsejable es de 4 pulg, exigiéndose un mínimo de 6 pulg. Cuando el tramo sirva a un hidrante.

Tabla 2.1 Relación diámetro- Velocidad Económica

Diámetro		V.máx (m/s)	Q.máx (l/seg.)
mm	pulg		
75	3	0,70	3,05
100	4	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 ^[5]

2.2.6.6 Presiones

Las presiones en la red deben satisfacer ciertas condiciones mínimas y máximas para las diferentes situaciones de análisis que pueden ocurrir. En



tal sentido, la red debe mantener presiones de servicio mínimas, que sean capaces de llevar agua al interior de la vivienda, INOS establece en el medio rural un mínimo de 10 metros y en el medio urbano se ha establecido un mínimo de 20 a 25 metros dependiendo de la importancia de la ciudad. También en la red deben existir limitaciones de presiones máximas tales que no provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso. Las normas INOS han fijado para áreas urbanas una presión máxima en la red de 75 metros; en áreas rurales las normas MSAS limitan a 40 metros estas presiones ^[1]

2.3 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 puedan significar aporte de datos para un diseño equilibrado, suficiente económico y capaz de llenar las necesidades de la obra que se desea construir. Estas investigaciones previas en sitio se pueden agrupar dentro de los apartados siguientes:

2.3.1 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.

2.3.2 Estudios Topográficos

Una vez reconocida el área perimetral de la población de diseño y preseleccionadas 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 planialtimétricos, 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.

2.3.3 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.

2.3.4 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, mostraran 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.

2.3.5 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.



2.3.6 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:

- Climatología: su influencia en los consumos de agua del lugar: temperatura, humedad relativa del aire, influencia de vientos, fertilidad de la zona.
- 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.
- Corrientes migratorias: estadísticas sobre emigración e inmigración en la región y sus influencias sobre la población futura.
- Estadísticas vitales: índice de mortalidad y nacimientos.
- 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.

2.3.7 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. ^[3]

2.4 PERÍODOS DE DISEÑO Y FACTORES DETERMINANTES.

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. A continuación se explican los factores determinantes para los periodos de diseño.

2.4.1 Durabilidad o Vida Útil de las Instalaciones.

Dependerá de la resistencia física del material a factores adversos por desgaste u obsolescencia. Todo material se deteriora con el uso y con el tiempo, pero su resistencia a los esfuerzos y los daños a los cuales estará sometido es variable, dependiendo de las características del material empleado. Así, al hablar de tuberías, como elemento de primer orden dentro



de un acueducto, encontramos distintas resistencias al desgaste por corrosión, erosión y fragilidad; factores estos que serán determinantes en su durabilidad o en el establecimiento de períodos de diseño, puesto que sería ilógico seleccionarlos con capacidad superior al máximo que les fija su resistencia física. Siendo un sistema de abastecimiento de agua una obra muy compleja, constituida por obras de concreto, metálicas, tuberías, estaciones de bombeo, etc., cuya resistencia física es variable, no es posible pensar en periodos de diseño uniformes.

Tabla 2.2 Vida útil de los diferentes elementos de un sistema de abastecimiento de agua.

Elementos	Vida útil
Dique, Acueductos grandes	40 a 50 años.
Pozos, Plantas de Tratamiento	20 a 30 años.
Plantas de Bombeo	10 a 15 años.
Línea de tubería con $\Phi < 12$ pulgadas	20 a 25 años.
Línea de aducción	20 a 40 años.

Fuente: Abastecimiento de Agua y Alcantarillados ^[3]

2.4.2 Facilidades de Construcción, Ampliaciones o Sustituciones.

La fijación de un período de diseño está íntimamente ligada a factores económicos. Por ello, al analizar uno cualquiera de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua, la asignación de un período de diseño ajustado a criterios económicos estará regida por la dificultad o la facilidad de su construcción (costos) que inducirán a mayores o menores períodos de inversiones nuevas, para atender las demandas que el crecimiento poblacional obliga.



2.4.3 Tendencias de Crecimiento de la Población.

El crecimiento poblacional es función de factores económicos, sociales y de desarrollo industrial.

Un sistema de abastecimiento de agua debe ser capaz de propiciar y estimular ese desarrollo, no de frenarlo, pero el acueducto es un servicio cuyos costos deben ser retribuidos por los beneficiarios, pudiendo resultar en costos muy elevados si se toman períodos muy largos para ciudades con desarrollos muy violentos, con lo cual podría proporcionarse una quiebra administrativa.

Esto nos induce a señalar que de acuerdo a las tendencias de crecimiento de la población es conveniente elegir períodos de diseño más largos para crecimientos lentos y viceversa.

2.4.4 Posibilidades de Financiamiento y Rata de Interés.

Las razones de durabilidad y tendencia al desgaste físico es indudable que representa un factor importante para el mejor diseño, pero adicionalmente habrá que hacer esas estimaciones de interés y de costo capitalizado para que pueda aprovecharse más útilmente la inversión hecha. Esto implica el conocimiento del crecimiento poblacional y la fijación de una capacidad de servicio del acueducto para diversos años futuros, con lo cual se podrá obtener un período óptimo de obsolescencia, al final de la cual se requeriría una nueva inversión o una ampliación del sistema actual.

No parece lógica la utilización de períodos de diseño generalizados, cuando existen una serie de variables que hacen de cada caso una situación particular.



Esta es una condición que conduce a hacer un análisis económico incluyendo las diversas variables que interviene en la fijación de un periodo de diseño adecuado.

La determinación de la capacidad del sistema de abastecimiento de agua de una localidad debe ser dependiente de su costo total capitalizado. Generalmente los sistemas de abastecimiento de agua se diseñan y se construyen para satisfacer una población mayor que la actual (población futura).

2.4.5 Rango de Valores

Tomando en cuenta los factores señalados se debe establecer para cada caso el período de diseño aconsejable. A continuación se indican algunos rangos de valores asignados a los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua.

2.4.5.1 Fuentes Superficiales

- Sin regulación: Deben proveer un caudal mínimo para un período de 20 a 30 años.
- Con regulación: las capacidades deben basarse en registros de escorrentía de 20 a 30 años.

2.4.5.2 Fuentes Subterráneas

El acuífero debe ser capaz de satisfacer la demanda para una población futura de 20 a 30 años, pero su aprovechamiento puede ser por etapas, mediante la perforación de pozos con capacidad dentro de períodos de diseño menores (10 años).



2.4.5.3 Obras de Captación

Dependiendo de la magnitud e importancia de la obra se podrán utilizar períodos de diseño entre 20 y 40 años.

- Diques- tomas: 15-25 años.
- Diques- represas: 30-50 años.

2.4.5.4 Líneas de Aducción

Dependerá en mucho de la magnitud, diámetro, dificultades de ejecución de la obra, costos, etc., requiriendo en algunos casos un análisis económico. En general, un período de diseño aconsejable está entre 20 y 40 años.

2.4.5.5 Plantas de Tratamiento

Generalmente se da flexibilidad para desarrollarse por etapas, lo cual permite estimar períodos de diseño de 10 a 15 años, con posibilidades de ampliaciones futuras para períodos similares.

2.4.5.6 Estanques de Almacenamiento

- De concreto 30-40 años.
- Metálicos 20-30 años.

Los estanques de concreto permiten también su construcción por etapas, por lo cual los proyectos deben contemplar la posibilidad de desarrollo parcial.

2.4.5.7 Redes de Distribución

Las redes de distribución deben diseñarse para el completo desarrollo del área que sirven. Generalmente se estiman períodos de diseño de 20



años, pero cuando la magnitud de la obra lo justifique estos períodos pueden hacerse mayores: 30 a 40 años.

2.5 DEMANDA DE AGUA

Es el agua utilizada por un grupo de personas radicadas en un lugar, constituye el consumo o caudal medio de agua. Este consumo estará en proporción directa al número de habitantes, en proporción al mayor o menor desarrollo de sus actividades comerciales e industriales. Además por factores climatológicos y sociales.

El consumo de agua puede resumirse en cinco grupos básicos: consumo domestico, consumo público, consumo comercial e industrial, consumo por pérdidas en la red y consumo por incendio. ^[6]

2.5.1 Consumo Doméstico

Constituido por el consumo familiar de agua de bebida, lavado de ropa, baño y aseo personal, cocina limpieza, riego de jardín, lavado de carro y adecuado funcionamiento de las instalaciones sanitarias. Resulta generalmente el consumo predominante en el diseño.

2.5.2 Consumo Público

Está constituido por el agua destinada a riego de zonas verdes, parques y jardines públicos, así como a la limpieza de calles.

2.5.3 Consumo por Pérdida de la Red

Es motivado por juntas en mal estado, válvulas y conexiones defectuosas y puede llegar a representar de un 10 a un 15 por 100 del consumo total.



2.5.4 Consumo por Incendio

En términos generales, puede decirse que un sistema de abastecimiento de agua representa el más valioso medio para combatir incendios, y que en el diseño de algunos de sus componentes ese factor debe ser considerado de acuerdo a la importancia relativa en el conjunto y de lo que esto puede significar para el conglomerado que sirve. ^[6]

Las Normas para el Diseño de los abastecimientos de Agua (INOS, 1.965), establece 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 objeto del diseño, los indicados en la tabla 2.3

Tabla 2.3. Consumo Mínimo Permissible (Lts/ hab./ día)

Población	Servicio con Medidores (Lts/pers/día)	Servicio sin Medidores (Lts/pers/día)
Hasta 20.000 hab.	200	400
Desde 20.000 hab. hasta 50.000 hab.	250	500
Desde 50.000 hab.	300	600

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable ^[5]

Estos rangos de valores permiten flexibilidad en la escogencia de la dotación, por lo cual el criterio y buen juicio en la selección de este factor es elemento importante para un buen diseño.



2.6 VARIACIONES PERIÓDICAS DE LOS CONSUMOS.

La finalidad de un sistema de abastecimiento de agua es la de suministrar agua a una comunidad en forma continua y con presión suficiente. Para lograr tales objetivos, es necesario que cada una de las partes que constituyen el acueducto este satisfactoriamente diseñada y funcionalmente adaptada al conjunto. Esto implica el conocimiento cabal del funcionamiento del sistema de acueducto a las variaciones en los consumos de agua que ocurrirán para diferentes momentos durante el período de diseño previsto.

2.6.1 El Consumo Medio Diario (Q_m)

Es el consumo promedio anual de una comunidad generalmente, se expresa en l/s, y es la base para la estimación del caudal máximo diario y del máximo horario y se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$Q_m = \frac{Dot * p}{86400} \quad Ec. 2.3$$

Donde:

Q_m = Caudal medio (L/s)

Dot = Dotación de la población (L/ hab./día).

p = Población futura (hab.).

2.6.2 El Consumo Máximo Diario (Q_{MD})

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

$$Q_{MD} = K_1 * Q_m \quad Ec. 2.4$$



Donde:

Q_{MD} = Caudal máximo diario (l/s)

K_1 = factor K (adimensional)

Q_m =Consumo medio (l/s)

2.6.3 El Consumo Máximo Horario (QMH)

El consumo máximo horario (Q_{MH}) corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año. Donde se ha establecido un valor de K_2 comprendido entre 200 y 300 % entendiéndose que los picos del caudal horario dependen del tamaño de la población. El día de mayor consumo en el año, se conoce como el consumo máximo diario (Q_{MD}).

$$Q_{MH} = K_2 * Q_m \quad \text{Ec. 2.5}$$

Donde:

Q_{MH} = Caudal máximo diario (l/s)

K_2 = factor K (adimensional)

Q_m =Consumo medio (l/s)

Tabla 2.5. Cálculo del Q_{MD} y Q_{MH} por diversos autores.

Autor / Caudal	Arocha (1997)	Rivas M. (1983)	INOS (1965)	MSAS (1989)
$Q_{MD}=K_1 \cdot Q_m$	$K_1=(1,2-1,6)$	$K_1=1,25$	$K_1=1,20$	$K_1=1,25$
$Q_{MH}=K_2 \cdot Q_m$	$K_2= (2-3)$	$K_2= 2,75-0,0075.X$ (1000 Hab. < Pob. <10.000 Hab.) X=población en miles de Hab. $K_2=2$ (Pob. ≥ 100.000 Hab.) $K_2=2,75$ (Pob. ≤ 1.000 Hab.)		$K_2= 2,5$

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable ^[5]



Igualmente según la norma para diseño y construcción de acueductos para pequeñas poblaciones presentadas por Rivas M., establecen que el consumo máximo horario será:

- Para poblaciones entre 0 y 1000: 350% del consumo medio.
- Para poblaciones entre 1000 y 5000: 300% del consumo medio.

Estos rangos de valores permiten flexibilidad el cálculo de los gastos, por lo cual el criterio y buen juicio en la selección de este factor es elemento importante para un buen diseño.^[5]

2.7 CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

2.7.1 Población de diseño.

Es necesario estimar la demanda futura de una población, ya que es el principal elemento para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua. De esta manera es preciso predecir esa población futura, para un número de años en el futuro. Existen varios métodos para estimar esas poblaciones a continuación definiremos unos de ellos.

2.7.2 Método de Comparación Gráfica

Consiste en hacer una comparación de manera grafica de la población en estudio y de otras tres poblaciones del país con determinadas características. El método supone que la población en cuestión tendrá una tendencia de crecimiento similar al promedio del crecimiento de las otras tres, después de que se halla sobrepasado el límite de la población base (el último censo de la población estudiada).^[4]



2.7.3 Método de Crecimiento Lineal

Este método se basa en considerar que la relación entre el aumento de la población dP y el intervalo de tiempo dT es invariable e independiente del tamaño de la población, ^[5] es decir:

$$\frac{dP}{dT} = Ka \quad \text{Ec. 2.6}$$

Integrando entre los límites de último censo (uc) y censo inicial (ci) se tiene:

$$Ka = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde:

Ka = Pendiente de la recta

P_{uc} = Población de último censo

T_{uc} = Año del último censo

P_{ci} = Población del censo inicial

T_{ci} = Año del censo inicial

La población futura vendrá dada por la ecuación:

$$P_f = P_{uc} + Ka * (T_f - T_{uc}) \quad \text{Ec. 2.8}$$

Donde:

P_f = Población proyectada

T_f = Año de la población



2.7.4 Método Geométrico

Este método se basa en considerar que la relación entre el aumento de la 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:

$$P_f = P_{uc} * (1 + Kg)^{(T_f - T_{uc})} \quad \text{Ec. 2.9}$$

Despejando,

$$Kg = \left(\left(\frac{P_f}{P_{uc}} \right)^{\frac{1}{(T_f - T_{uc})}} - 1 \right) \quad \text{Ec. 2.10}$$

Donde:

Kg : Factor de proporcionalidad

2.7.5 Método Logarítmico

Este método se basa en que si el crecimiento de la población es de tipo exponencial, la población se proyecta a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{dP}{P} = Kg * dT \quad \text{Ec. 2.11}$$

Integrando la ecuación entre dos períodos de tiempo cualesquiera se tiene:

$$Kg = \frac{\text{Ln}P_{cp} - \text{Ln}P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad \text{Ec. 2.12}$$

Donde el subíndice (cp) corresponde al censo posterior y el subíndice (ca) al censo anterior.



La población futura vendrá dada por la ecuación siguiente:

$$\ln P_f = \ln P_{ci} + Kg * (T_f - T_{ci}) \quad \text{Ec. 2.13}$$

2.7.6 Método de las densidades de saturación

En este método generalmente se dibuja un plano en pequeña escala de la población y se señalan las diferentes zonas en colores distintos. Las áreas se obtienen por procedimiento geométrico o con el planímetro, las superficies deben expresarse en hectáreas.

Las densidades necesitan cierto criterio y experiencia del lugar, sin embargo en MINDUR, en la dirección del Planeamiento Urbano de Caracas presenta los diferentes planos rectores de las principales Áreas Metropolitanas del país con las diferentes densidades de saturación de la zona o en su defecto la Ordenanza de zonificación del municipio respectivo.

La población futura de cada zona es el producto de la cifra correspondiente a lo descrito anteriormente y se puede obtener mediante la siguiente ecuación.

$$P = d * A \quad \text{Ec. 2.14}$$

Donde:

P = Población, (hab.)

d = Densidad de población, (hab./Ha)

A = Área, (Ha)



2.7.7 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:

2.7.7.1 Línea recta (regresión lineal)

$$y = a + bx \quad \text{Ec. 2.15}$$

2.7.7.2 Curva exponencial ($a > 0$)

$$y = ae^{bx} \quad \text{Ec. 2.16}$$

2.7.7.3 Curva logarítmica

$$y = a + bLn(x) \quad \text{Ec. 2.17}$$

2.7.7.4 Curva potencial ($a > 0$)

$$y = ax^b \quad \text{Ec. 2.18}$$

Donde:

$a, b =$ Constantes.

2.8 AFOROS DE CAUCES DE AGUA

Conocer el volumen de agua que circula por los cursos naturales, las acequias, los canales o el que se descarga de las tuberías, es de mucha importancia para el regante, sobre todo si quiere hacer un uso racional de este recurso. Ello permite determinar la superficie que se puede regar, la cantidad de agua que se está aplicando en un momento dado, la magnitud de los excedentes, etc.



2.8.1 Métodos de Aforo

Existen muchos modos de medir caudales para riego, algunos de los cuales son sencillos y fáciles de realizar. Estos métodos se agrupan en directos e indirectos:

2.8.1.1 Métodos Directos

Como su nombre lo indica consiste en determinar directamente el volumen o el caudal de una corriente, es decir, el volumen de agua que pasa por una sección en la unidad de tiempo:

$$Q = \frac{V}{t} \quad \text{Ec. 2.19}$$

Q= caudal (L/s)

V= volumen (L)

T= tiempo (s)

El caudal se puede medir por varios procedimientos, algunos de los cuales se explican a continuación:

a. Volumétrico: Consiste en medir el volumen de agua que se recoge en un recipiente durante un tiempo dado el volumen del recipiente (baldes, tambores, tanquillas, etc.) se divide por el tiempo que tarda en llenarse.

Este método es adecuado cuando el gasto es pequeño, como el que sale de la boquilla de un aspersor. Por el contrario, este método no se puede utilizar en caudales grandes, ya que el recipiente se llena en muy pocos segundos y se cometen errores en la medición. (Ver figura 2.4)



AFORO VOLUMÉTRICO

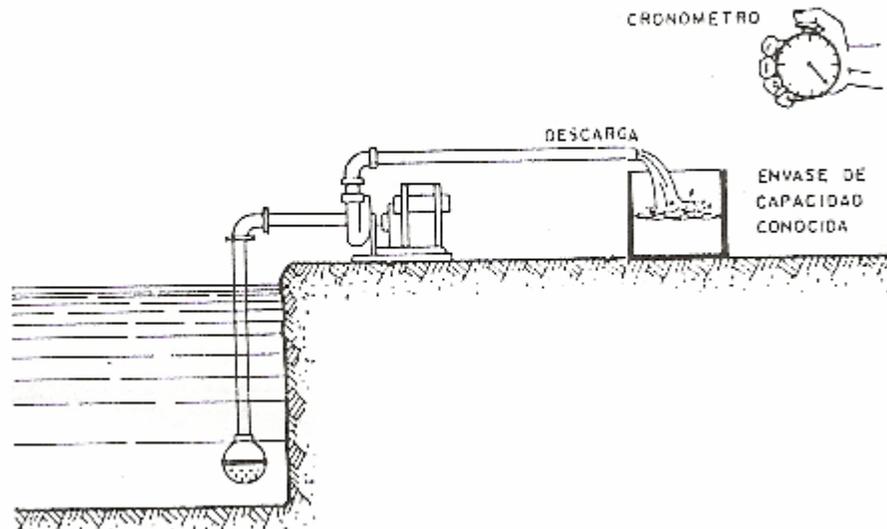


Figura 2.4. Aforo Volumétrico

b. Gramimétrico: Este procedimiento se basa en la equivalencia de que un litro de agua pesa un kilogramo. Por lo tanto, al dividir los kilogramos de agua recogidos, entre el tiempo que tarda en llenarse el recipiente, se obtiene directamente el número de litros por unidad de tiempo.

2.8.2.2 Métodos Indirectos

Se fundamenta en el principio de que el caudal de líquido que pasa por una determinada sección es igual al producto de la velocidad del fluido multiplicado por el área de la sección que esta atraviesa, es decir:

$$Q = A \times V \quad \text{Ec. 2.20}$$

Donde:

Q= caudal (m³/s)



$A = \text{área (m}^2\text{)}$

$V = \text{velocidad (m/s)}$

Los métodos indirectos se agrupan en los de área-velocidad, donde no se altera el curso de la corriente de agua; y los de contracciones, donde se modifica el curso de agua mediante estructuras de secciones conocidas.

a. Área – Velocidad

Consiste en determinar por separado la sección o área transversal del cauce, por medio de sondeos u otro procedimiento topográfico, y la velocidad del agua por alguno de los métodos siguientes:

- a.1 Flotadores: El método consiste en medir el tiempo que tarda en desplazarse una distancia conocida, un objeto flotante, como un trozo de madera, una botella, etc. (Ver figura 2.5)

MEDICIÓN DE LA VELOCIDAD DEL AGUA MEDIANTE
FLOTADORES O LÍQUIDOS TRAZADORES

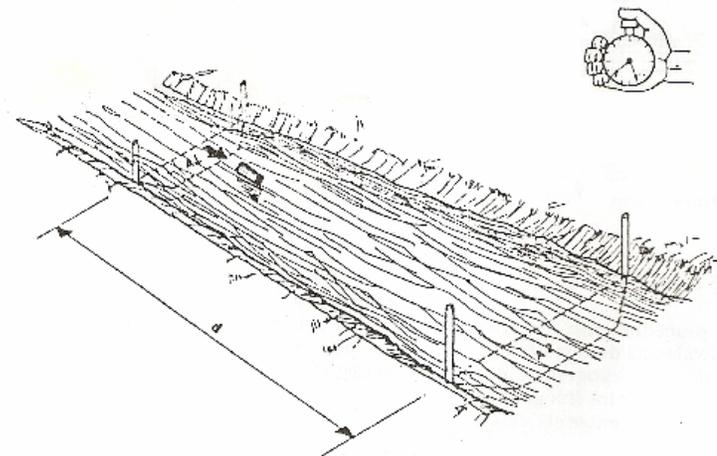


Figura 2.5. Medición de la Velocidad del Agua mediante Flotadores o Líquidos Trazadores.



La velocidad del agua (v) se obtiene dividiendo la distancia (d) entre el tiempo (t) empleado por el flotador en desplazarse a lo largo de la misma (d / t).

Para calcular el gasto (Q) se multiplica esta velocidad por la sección o área del canal, según la fórmula siguiente:

$$Q = V \times A = \frac{d}{t} \times A \quad \text{Ec.2.21}$$

d = distancia recorrida por el flotador (m).

t = tiempo empleado en trasladarse (s)

A = área promedio de la sección transversal del canal = $\frac{A1 + A2}{At}$

V = velocidad de líquido (m/s).

Con d en metros, A en metros cuadrados y t en segundos, el caudal se expresa en metros cúbicos por segundo.

Cuando el flotador se desplaza ligeramente sumergido en el agua, se utiliza la fórmula señalada, pues mide directamente la velocidad media del agua. Pero si el objeto se moviliza sobre la superficie del agua, la velocidad obtenida es ligeramente superior a la media, por lo que debe corregirse multiplicándola por 0,85.

a.2 Líquidos Trazadores: Consiste en verter en el curso de agua una sustancia trazadora o colorante, generalmente tinta, en lugar de los flotadores. La velocidad y el caudal se calculan de manera similar a los flotadores superficiales.

Este método suele ser impreciso, porque el colorante al dispersarse en el agua, dificulta la medición del tiempo que empleó en recorrer el trayecto.



a.3 Correntímetros: Son instrumentos de precisión usados para medir la velocidad del agua. Se usan específicamente para aforar ríos y canales. Consisten esencialmente, en un juego de copas o hélices que al ser introducidas en el agua giran a una velocidad directamente proporcional a la de la corriente. Las revoluciones de las hélices son transmitidas a un registrador acústico. El observador mide el tiempo que tarda el molinete en dar un determinado número de vueltas. Luego, en tablas específicas para cada molinete hidráulico o correntímetro se lee la velocidad del agua, en función del número de revoluciones y del tiempo empleado.

En los ríos, la sección transversal del cauce tiene formas irregulares, con diversas profundidades, por lo que la velocidad del agua es también diferente en los distintos sitios. Por ello, para medir el caudal de agua es necesario hacerlo por secciones (fig 2.6), según el procedimiento siguiente:

- El ancho total del cauce se divide en partes iguales de $1 / 20$ a $1 / 25$ de la longitud.
- En cada uno de estos puntos, se mide la profundidad del agua, desde la superficie hasta el lecho.
- Con estas dos mediciones se dibuja a escala la sección del cauce.
- De acuerdo con la forma geométrica de cada sección (cuadrada, rectangular, triangular o trapezoidal) se calculan las áreas parciales.
- Se mide la velocidad promedio en cada sección, colocando el molinete a profundidades variables según la altura del agua. Para ello se considera que la velocidad media de una corriente es igual a 0,85 de la velocidad superficial (v_s). Esta, a su vez, es igual al promedio entre



las velocidades medidas a 0,8 y 0,2 de la profundidad total. Asimismo, corresponde, en una forma bastante aproximada, a la velocidad medida a 0,6 de la profundidad total desde la superficie:

$$V_m = 0.85 \times V_s = \frac{V_{0.8} + V_{0.2}}{2} \quad \text{Ec. 2.22}$$

- Generalmente las determinaciones de velocidad en los ríos y canales se hacen a 0,6 de la profundidad total, cuando ésta es menor de 1 metro y a 0,2 y 0,8 cuando es mayor.
- Se calculan los caudales parciales de cada sección multiplicando cada área por su respectiva velocidad del agua. El gasto total se obtiene sumando los caudales parciales.

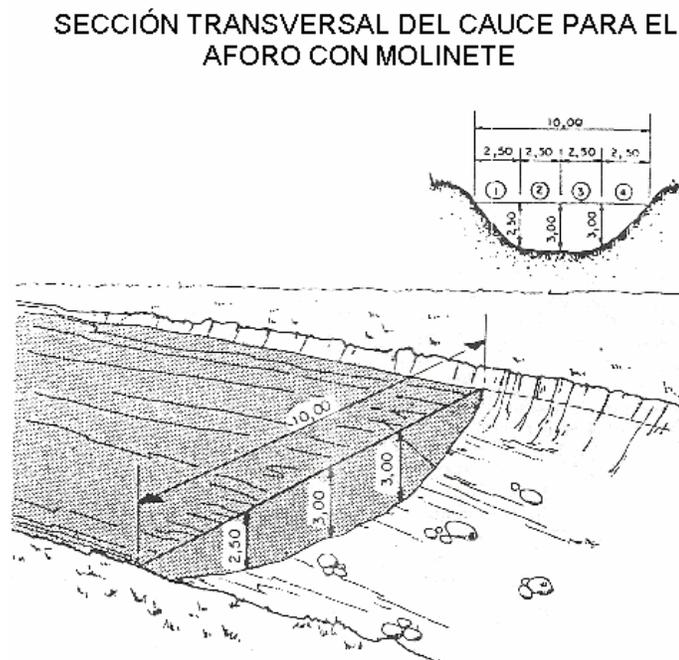


Figura 2.6. Sección Transversal del Cauce para el Aforo con Molinete



a.4 Método de la Trayectoria

Es un método rápido, práctico y económico para medir el caudal que fluye a la salida de una tubería en posición horizontal.

Consiste en medir con una escuadra graduada, los componentes horizontal (x) y vertical (y) de la trayectoria parabólica que describe el chorro de agua a la salida del tubo. Cuando la descarga de agua llena completamente el tubo, el gasto se determina con la siguiente fórmula:

$$Q = 1.738 \times \frac{D^2 \times x}{\sqrt{y}} \quad \text{Ec.2.23}$$

Q = caudal en litros por segundos.

D = diámetro del tubo en centímetros.

x = distancia horizontal en centímetros.

y = distancia vertical en centímetros.

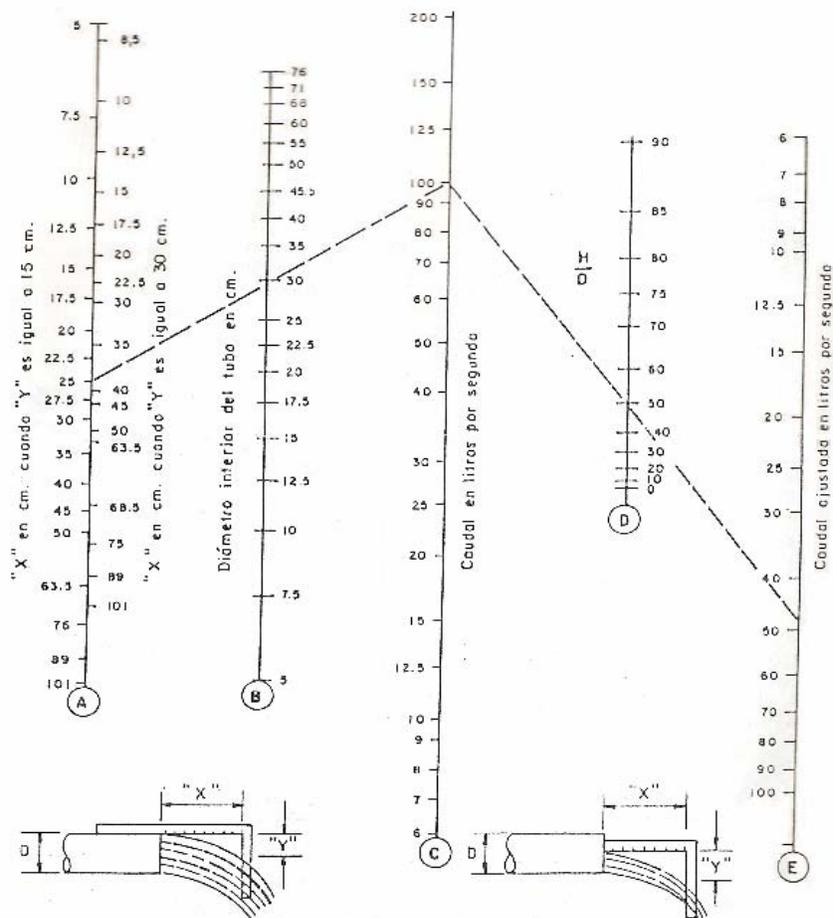
También se puede calcular el caudal de manera más sencilla por medio del nomograma (ver figura 2.7). Para su uso se requiere que en el momento de la observación se coloque la escuadra en el chorro a una distancia vertical (y) de 15 ó 30 cm., y se lea la correspondiente lectura horizontal (x). Este valor (x) se localiza en la escala A y se une en línea recta con el punto de la escala B correspondiente al diámetro del tubo. Esta línea se prolonga hasta la escala C, donde se lee el caudal en litros por segundo.

Cuando la descarga de agua no llena completamente la sección del tubo (D), se realiza el mismo procedimiento anterior, midiendo el caudal como si el tubo estuviera lleno y luego éste se corrige de la siguiente manera: se mide la altura (H) desde el borde superior del tubo hasta la altura del agua



en el mismo. Este valor se divide entre el diámetro del tubo y se ubica en la escala D. luego se une mediante una línea recta, el valor del caudal del tubo lleno en la escala C, con el de la relación H/D de la escala D y se prolonga hasta la E, donde se obtiene el caudal del agua expresado en litros por segundo.

DETERMINACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO DE LA TRAYECTORIA



Tomado de S. Trueba Coronel. Hidráulica, 1965

Figura 2.7. Nomograma de Determinación de Caudal por el Método de la Trayectoria.



a.5 Métodos de Contracción de la Sección Transversal de la Corriente

Estos métodos son los empleados más frecuente para medir el agua en las fincas. Se fundamentan en el cálculo de la velocidad del agua de una manera indirecta, midiendo la carga o altura de agua que existe sobre una escotadura de área conocida, en una estructura de retención que se coloca en la corriente de agua.

Las estructuras más comunes para la contracción del cauce del líquido son:

- Vertederos

El vertedero es uno de los aparatos más antiguos y más sencillos que se pueda usar para medir los caudales en los canales. Pueden ser definidos como simples aberturas sobre los cuales un líquido fluye.

Para tener mediciones precisas el ancho del canal de acceso debe equivaler a ocho veces al ancho del vertedero y debe extenderse aguas arriba 15 veces la profundidad de la corriente sobre el vertedero. El vertedero debe tener el extremo agudo del lado aguas arriba para que la corriente fluya libremente. A esto se denomina contracción final, necesaria para aplicar la calibración normalizada.

El aforo de agua en canales por medio de vertederos es preciso, sin embargo, necesitan de una caída de agua y las mediciones pueden ser afectadas por la acumulación de sedimentos cerca de la estructura.

- Tipos de vertederos

Los vertederos poseen una escotadura a través de la cual corre el agua. De acuerdo a la forma de dicha escotadura estos se clasifican en



triangulares, rectangulares y trapezoidales o Cipoletti. Los tres tipos son de "cresta aguda" o cresta afilada, lo cual significa que el espesor de la cresta en la dirección del flujo es menor de 2 mm. Si el material del vertedero es más grueso que los 2 mm. Debe afilarlo de la manera como se muestra en la figura 2.8.

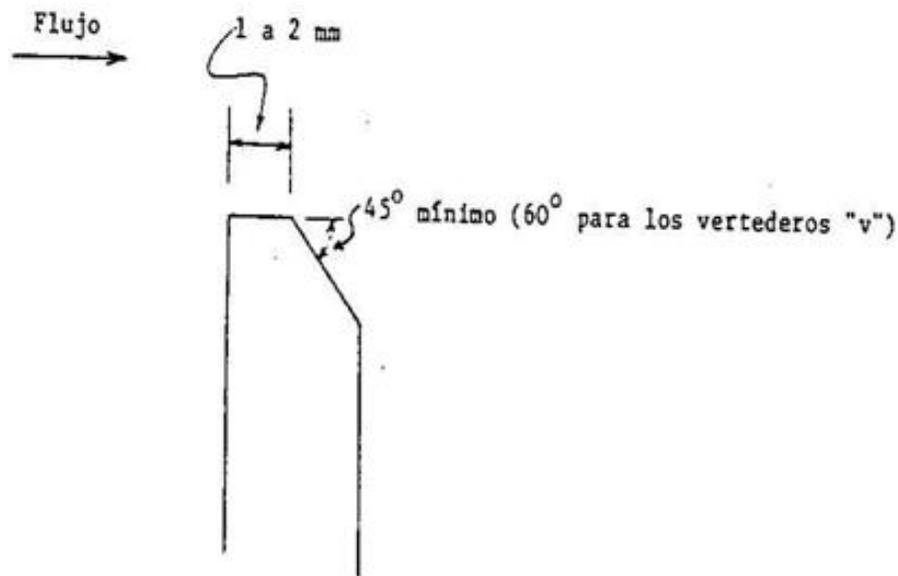


Figura 2.8. Detalle de la cresta de un vertedero.

- Vertedero Rectangular

Estos tienen su escotadura en forma rectangular que puede variar en tamaño y depende los caudales a medir. Pueden dividirse en dos grupos: sin contracción y con contracción. Cuando el canal rectangular tiene el mismo ancho del vertedero no hay contracción del área del flujo (ver figura 2.9)

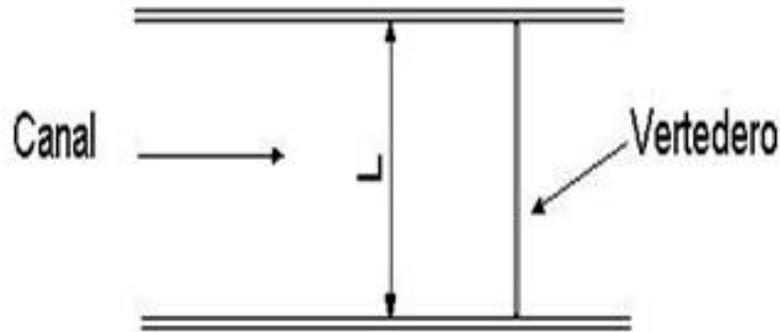


Figura 2.9. Vista de planta de un vertedero rectangular sin contracciones.

La instalación de los vertederos rectangulares debe seguir las siguientes normas:

- El vertedero debe colocarse en el extremo inferior de un embalse lo suficientemente ancho y profundo como para introducir una corriente continua y suave con una velocidad inferior a 0.15m/seg. lo cual equivale a aguas casi tranquilas. A veces esta norma se expresa por requerir un área en el canal 8 veces el área de la escotadura.

- El eje de la caja del vertedero debe ser paralelo a la dirección de la corriente.

- La pared del vertedero ha de ser perpendicular a la dirección de la corriente

- La cresta del vertedero debe quedar perfectamente horizontal, de forma que la lámina de agua tenga el mismo espesor en toda su anchura.

- El borde aguas arriba debe ser afilado para que el agua que cae lo toque en un solo punto.



- La distancia de la cresta al fondo del embalse ha de ser dos veces el espesor de la lámina de agua que rebosa por ella.

- La distancia desde las paredes del embalse de remanso a los extremos de la cresta deberá ser superior a dos veces el espesor de la lámina de agua.

- Para aforos exactos se ha de procurar que el espesor del agua sobre la cresta no sea superior a un tercio de la longitud de ésta.

- La profundidad del agua sobre la cresta no debe ser inferior a 5 cm.

- La cresta debe estar a una altura tal que el agua caiga libremente dejando un espacio de aire por debajo de la lamina de agua rebosante, entre esta y la pared, (un mínimo de 6 cm.) Si el agua más abajo del vertedero sube de nivel hasta superar la altura de la cresta, la caída libre del agua es imposible y entonces se dice que el vertedero está sumergido y los aforos con vertederos sumergidos no son dignos de confianza.

- El limnómetro o reglita debe ser colocado en la cara de aguas arriba de la estructura del vertedero, a suficiente distancia hacia un lado para que se encuentre en aguas tranquilas o en cualquier punto de la presa del vertedero o de la caja, con tal de que no le afecte la curvatura de la superficie del agua antes de alcanzar la cresta. (Un mínimo de $4H$ agua arriba de vertedero.) El cero de la regla del vertedero debe enrasarse con la cresta del vertedero. Para ello puede emplearse o bien un nivel de carpintero o un nivel de topografía

- Para evitar arrastres y erosiones de la acequia aguas abajo del vertedero por agua del salto, se deberán proteger sus paredes con piedras u otros materiales.

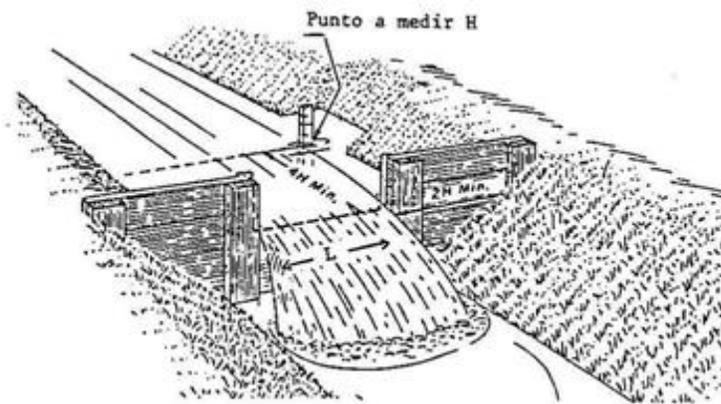
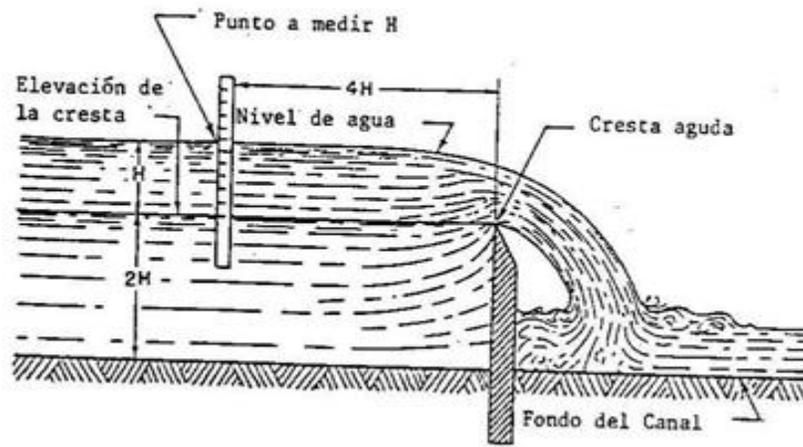


Figura 2.10. Instalación de un vertedero rectangular con contracción.

- Vertederos Trapezoidal o Cipoletti

El Ingeniero Cipoletti propuso un vertedero para eliminar la corrección y longitud efectiva de la cresta. Este vertedero trapezoidal tiene los bordes con una inclinación de 4 cm. verticales a 1 cm. horizontal, como se presenta en la figura 2.11. La instalación del vertedero trapezoidal debe seguir las mismas normas como para los vertederos. Siempre H debe ser mayor de los 6 cm. y debe seleccionarse las dimensiones de manera que H es menor que $L/3$.

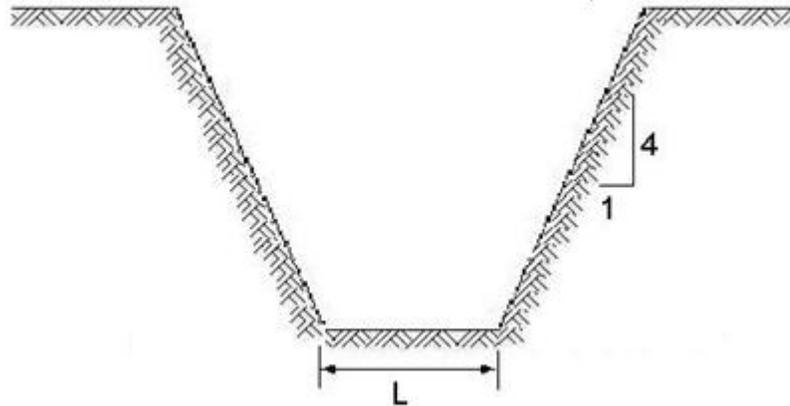


Figura 2.11. Vertedero trapezoidal o cipoletti.

- Vertedero Triangular

Este tiene la escotadura en forma de "V" cuyo vértice es un ángulo recto. La carga, H , se mide a partir del vértice de este ángulo. Este tipo de vertedero tiene la ventaja que puede medir con exactitud grandes fluctuaciones de caudal (Figura 2.12).

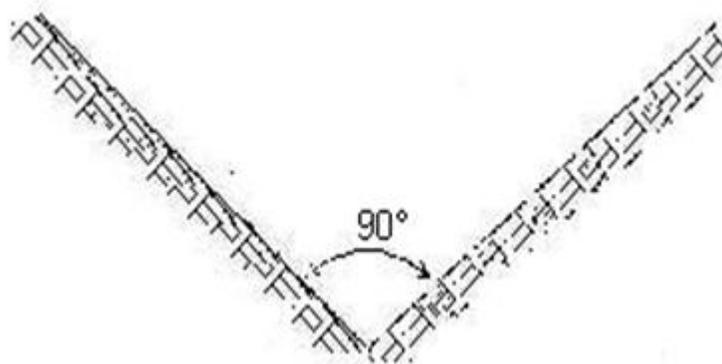


Figura 2.12. Vertedero triangular.



2.9 PÉRDIDAS EN UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Si en un sistema de agua potable se produce un servicio para satisfacer las necesidades de los diversos centros de una comunidad, se define como pérdidas la porción del volumen total suministrado que no alcanza su destino proyectado de consumo, porque se “queda” en el camino.

2.9.1 Causas

a. Fugas: Cuando el flujo de agua que transita por la tubería se escapa a través de: fisuras, grietas, roturas, empalmes deficientes o piezas filtrantes.

b. 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 producto de una mala operación o falta de control en el sistema.

c. Empotramientos ilegales: Hay dos tipos de irregularidades:

1) Cuando una persona o institución se beneficia del servicio de agua sin autorización.

2) Cuando la persona esta legalmente empotrada al acueducto pero su aporte es incompleto.

d. 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 pase por el medidor no son contabilizadas, y aunque son consumidas no se facturan.



e. Uso no medido: En una comunidad existen ciertos usos necesarios que no se miden, entre ellos se encuentran:

- Combate de incendio.
- Lavado de redes
- Uso del sector público.
- Lavado de calles.

2.10 TUBERÍAS

Son las encargadas de transportar el agua a presión hasta el sitio de consumo, según Mijares ^[3], se pueden clasificar según su función de la siguiente manera:

- Tuberías matrices (mayores de 400 mm): estas tuberías conducen el agua a las arterias principales del sistema desde los tanques de almacenamiento, estaciones de bombeo o líneas de aducción. En general son de grandes diámetros y están interconectadas con tuberías de menor diámetro, denominadas arteriales.
- Tuberías arteriales o principales: suplen los gastos de las bombas de incendio (hidrantes) y consumos en general. Las tuberías matrices se espacian a unos 2000 y 3000 metros y las arteriales a unos 1000 metros, dependiendo de las condiciones y requisitos específicos del sistema.
- Tuberías de relleno: estas intercomunican las mallas principales y suplen los gastos propios de los consumos y los exigidos por las bocas de hidrantes. En acueductos rurales se usan diámetros de 4 y 2 pulgadas como tubería de relleno.
- Tuberías de servicio: suplen el consumo desde las tuberías a los medidores comerciales instalados en la residencia o institución que reciba el servicio. En medios urbanos se usan diámetros mayores o iguales a $\frac{3}{4}$



pulgadas y en medios rurales se aceptan diámetros hasta $\frac{1}{2}$ pulgadas. Las tuberías de distribución, en general, se colocan a un lado de la calle para dejar el centro a los colectores cloacales. Si el ancho de la calle fuese mayor de 17m. se podría recomendar dos líneas de alimentación. La tubería de distribución debe estar como mínimo a 20 cm. por encima de la cloaca y a una separación horizontal mayor de 2m. ^[3]

2.10.1 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 ^[8].



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 2.6.

Tabla 2.6. Profundidades Y Anchos De Zanjas para Tuberías.

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 ^[8].

2.10.2 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 la ella hacia la dirección de colocación. En líneas con pendientes apreciables, las campanas deben colocarse hacia arriba.

2.10.3 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:

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2.63} \times J^{0.54} \quad \text{Ec. 2.24}$$

$$J = \frac{(N_1 - N_2)}{L} \quad \text{Ec. 2.25}$$

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:

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 \times C \times J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} \quad \text{Ec. 2.26}$$



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 2.7, titulada valor del coeficiente de Hazen-Williams, la cual se presenta a continuación:

Tabla 2.7 Valor del coeficiente C de Hazen-Williams.

Tipo de Tubería	C
Hierro Fundido (H.F)	100
Hierro Fundido Dúctil (H.F.D)	100
Asbesto-Cemento a Presión (A.C.P)	130
Acero	140
Hierro Galvanizado (H.G)	100-110
Concreto	90-130
PVC	140

Fuente: Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable ^[5]



2.13 VÁLVULAS

Existe una gran variedad de válvulas para facilitar la operación y el mantenimiento de los sistemas de tuberías de conducción de agua, entre las cuales se describen las siguientes:

- Válvulas de retención: Para permitir el flujo en la tubería sólo en un sentido.
- Válvulas reductoras de presión: En zonas de distribuciones de topografía abrupta generalmente es necesario controlar un rango de presiones admisible.
- Válvula de paso: Para obstruir en un momento dado el paso del agua de un punto a otro de la tubería. Entre las más usadas para distribuciones se tienen las de doble disco.
- Válvulas de altitud: Estas válvulas son utilizadas para evitar el rebose de tanques cuando existen otros en el sistema a mayor elevación.
- Purgas o válvulas de limpieza: En tuberías de ϕ 12" (ϕ 300mm) o mayores deben preverse purgas en los puntos bajos. En los ramales de tuberías en bajada, que no estén mallados, debe instalarse un hidrante de poste adecuado, que servirán de purga.
- Ventosa o válvula de expulsión de aire: En los puntos altos de las tuberías deberán preverse ventosas. En tuberías de distribución (hasta ϕ 14" o 350mm inclusive) se admiten tomas de servicio en el punto alto para servir de ventosa.
- En tuberías de 12" o mayores y que no tengan tomas de servicio, así como en tuberías matrices deberán preverse ventosas automáticas o manuales en todo los puntos altos, así como próximo a las llaves maestras (del lado aguas abajo).^[9]



2.14 HIDRANTES.

Se espaciarán 200 m ($\varphi \geq 6''$) para zonas residenciales o comerciales que posean un área de construcción menor al 120% del área vista en la planta, en caso contrario, inclusive zonas comerciales e industriales se espaciarán 100 m con $\varphi \geq 8''$.

CAPITULO III: MARCO METODÓLOGICO Y CÁLCULOS

3.1 GENERALIDADES

Para cumplir con los objetivos planteados en este proyecto, se hicieron necesarias múltiples visitas a la población en estudio, además de la compañía de algunos representantes de dicha comunidad. De esta manera se recopiló parte de la información requerida para aportar soluciones al proyecto. Además se hizo necesaria la visita a distintos organismos y/o ministerios, tales como: Hidrológica del Caribe (Hidrocaribe), Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales (MARN) y al Instituto Nacional de Estadísticas (INE) con el fin de complementar la información obtenida a través de la comunidad, para dar así comienzo al cálculo del sistema de abastecimiento de agua como tal.

En este capítulo se presenta la descripción de la toma o fuente que servirá de alimentación al sistema tomando en cuenta los estudios bacteriológicos, físicos y químicos del agua producidos por ésta; además el cálculo de la red de aducción y distribución respectivamente, la capacidad y demás características del estanque de almacenamiento, sin dejar de un lado los cálculos métricos necesarios para conocer las cantidades de obra que serán ejecutadas. Cabe destacar que, para el diseño es fundamental conocer el número de habitantes existente en el sitio de estudio y, por supuesto el que existirá para el período de diseño estipulado (20 años); por lo que se utilizaron distintos métodos de proyección y así determinar cual es el que más se adapta al proyecto y, posteriormente calcular las demandas necesarias para abastecer satisfactoriamente a dicha comunidad.



3.3.1 Descripción de la Fuente de Abastecimiento Y Obra de captación del Acueducto de la Población de Aragüita.

El agua que abastece a la población de Aragüita proviene de la quebrada Aragüita. Aguas abajo de esta quebrada, se encuentra la toma u obra de captación que surte a la población, en medio de amplia vegetación y grandes rocas, conformada por paredes de rocas, éstas sirven para retener el agua que constantemente fluye por una rejilla ubicada en la parte superior del dique (toma existente).(Ver F.7)



F.7 Dique de Captación.

3.2 ESTUDIOS PRELIMINARES

Previo al cálculo del sistema de abastecimiento es necesario realizar una serie de estudios como son: el levantamiento topográfico, población actual y futura, y del agua.

3.2.1 Levantamiento Topográfico

La topografía es la base fundamental para iniciar cualquier proyecto de ingeniería ya que esta proporciona todos los datos respecto a las elevaciones



de los puntos de interés además de permitir conocer las distancias horizontales y demás detalles requeridos.

En el caso específico el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la población de Aragüita, Por no contar con información alguna para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, se procedió a realizar el levantamiento planialtimétrico del sitio en estudio, a través de una poligonal abierta. Tomando en cuenta los posibles puntos requeridos por el proyecto, tales como toma o fuente de abastecimiento, línea de aducción, estanque, pasos de agua, tomas domiciliarias para la red de distribución, postes de alumbrado público, aceras, y demás detalles de interés.

En investigaciones realizadas en cartografía nacional fue imposible la obtención de una cota real de la zona para la realización de la nivelación; debido a que no se cuenta con vuelos recientes. Esto se trato de solucionar, realizando el levantamiento por medio de un GPS (Ver F.8), suministrado por HIDROCARIBE, el cual arrojaría cotas y coordenadas del área en estudio; pero debido a la abundante vegetación existente, se generaron errores en los resultados. Posteriormente, se supo que la empresa COCOYAR, C.A, que realiza trabajos de topografía, poseía información de la zona. Debido a esto fue posible conocer una cota aproximada del punto T-20 del levantamiento (Ver Anexo 2: Tabla de Nivelación y Anexo 11: Plano LT-01), consiguiéndose calcular así la cota respectiva de cada punto y a su vez la de cada nodo.



F.8. Intento de Levantamiento Topográfico con GPS.

La nivelación se efectuó con un nivel de ingeniero Marca Wild Heerbrugg y miras topográficas tomando para la aducción lecturas en cada quiebre de la tubería existente, mientras que; a partir de la distribución, se trato de realizar lecturas cada 20 mts y por el centro de la vía. (Ver F.9)



F.9. Levantamiento Topográfico con Teodolito.

Una vez recopilados los datos necesarios se procedió al cálculo y posterior dibujo de los planos correspondientes, además de los perfiles longitudinales del lugar.



3.2.2 Estudio de la Población Actual y Futura

En todo proyecto de acueductos es necesario conocer, tanto la población existente al momento de ejecutar el diseño, como la población que en el futuro abastecerá el sistema proyectado, para determinar las demandas o gastos de agua que son y serán requeridos.

En el caso de Aragüita, se recurrió al Instituto Nacional de Estadísticas (INE) para obtener los censos realizados en dicha comunidad, información que se encontró totalizada junto con dos comunidades adyacentes (Tabera y El Aguacate), en el nomenclador de centros poblados. Por ser éstas, poblaciones con características demográficas similares se procedió a determinar la tasa de crecimiento “r” con los censos de 1.990 y 2.001 (Ver tabla 3.1)

Tabla 3.1. Censos correspondientes a las poblaciones de Aragüita, Aguacate y Tabera.

Año – Censo	# habitantes
1981	699 *
1990	1516
1990	1155 *
2001	2477

*Población sólo de Aragüita.

Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas.

El período de diseño adoptado fue de 20 años (según INOS, 1965), para el cálculo de las proyecciones de la población y, por ende, para conocer los gastos necesarios en dicho proyecto.



3.2.2.1 Cálculo de la Rata de Crecimiento: según la ecuación 2.10

$$Kg = \left(\left(\frac{P_f}{P_{uc}} \right)^{\frac{1}{(T_f - T_{uc})}} - 1 \right)$$

$$Kg = 0.04565 \Rightarrow Kg = 4.57\%$$

3.2.2.1 Cálculo de la Población

A continuación se muestran los métodos empleados para el cálculo de la población futura.

a. Crecimiento Geométrico: utilizando la ecuación 2.9

$$P_{f2008} = 1155 * (1 + 0.04565)^{(2008-1990)} \Rightarrow P_{f2008} = 2580hab.$$

$$P_{f2028} = 1155 * (1 + 0.04565)^{(2028-1990)} \Rightarrow P_{f2028} = 6300hab.$$

b. Crecimiento Lineal: utilizando las ecuaciones 2.7 y 2.8

$$Ka = \frac{1155 - 699}{1990 - 1981} \Rightarrow Ka = 50.667$$

$$P_{f2008} = 1155 + 50.667 \times (2008 - 1990) \Rightarrow P_{f2008} = 2068hab.$$

$$P_{f2028} = 1155 + 50.667 \times (2028 - 1990) \Rightarrow P_{f2028} = 3081hab.$$



3.2.3 Estudio del Agua

Las fuentes de abastecimiento de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un acueducto y previo a cualquier paso debe definirse su tipo, cantidad, calidad y ubicación

La utilización de la fuente de abastecimiento debe suponer suficiente capacidad para suplir el gasto requerido durante el periodo de diseño prefijado para el sistema.

Al considerar la quebrada Aragüita, se verificó la posibilidad de suministro constante. Aguas arriba de la toma se realizaron una serie de aforos por medio de un vertedero trapezoidal o cipoletti (Ver F.10 y F.11), con lo que buscaba obtener el caudal mínimo de la que quebrada, por lo que se realizó en los meses comprendidos entre febrero y julio para así conocer las variaciones. Estos Gastos son importantes para determinar si ésta es capaz de abastecer a la población de forma eficiente ininterrumpidamente o en su defecto la necesidad de la construcción de una obra de captación.



F.10. Vertedero Trapezoidal.



F.11. Aforando.



Para el dimensionamiento del vertedero se realizaron previos estudios de velocidad de la quebrada con un correntómetro, suministrado por el M.A.R.N. (Ver F.12 y F.13)



F.12. Ubicación de los puntos en la sección transversal de la quebrada.



F.13. Técnico del Ministerio del Ambiente armando el Correntómetro para medición de velocidades.

Además se realizó el análisis físico-químico y bacteriológico al agua (ver F.14 y F.15) en la toma para conocer su calidad y satisfacer las características exigidas por las normas de calidad de agua potable. Este análisis se efectuó con el apoyo del laboratorio de Aguas – Barcelona de la Hidrológica del Caribe (Hidrocaribe).



F.14. Toma de las muestras de agua para el análisis físico-químico.



F.15. Toma de muestras de agua para el análisis bacteriológico.

3.5 DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Una vez recolectada la información se procede al cálculo de: la dotación, los gastos, el estanque de almacenamiento, la red de distribución y la aducción.

3.5.1 Cálculo de la Dotación

Según las Normas Ministerio De Sanidad y Asistencia Social, *Normas para el Estudio, Diseño y Construcción de Acueductos en Localidades pequeñas*, considera: Artículo 23 “para los efectos de diseño deberá asumirse un consumo mínimo de 150lts/pers/día, para la población futura prevista, pero debido a que Aragüita para el 2028 tendrá una población



estimada que supera los 5000 habitantes, se decidió asumir 200 lts/pers/día, según la norma INOS para el sector urbano.

$$\text{Dotación} = 200\text{Lts} / \text{hab} / \text{Día} \times 6300\text{hab.} = 1260000\text{lts} / \text{día}$$

La Gaceta N° 4044 ^[10]. En su capítulo 7 considera las dotaciones de agua para edificaciones de la siguiente manera:

Art.	Clasific.	Descripción	Dotación	Datos	Result. Lts/día
110	A.2	Centros Asistenciales con Consultas Externas	500 hab/día/consultorio	3 consultorios	1500
	A.3	Centros Asistenciales con consultas de Clínicas Dentales	1000Lts/día/und. dental	1 und. dental	1000
	B.1	Planteles Educativos con Alumbrado Externo	40 Lts/alumno/día	1000 alumnos	40000
	E	Iglesias	0,5 Lts/día/m ²	382,65 m ²	191,33
	F	Oficina Pública	6 Lts/día/m ² de local	51,80m ²	310,80
111	E	Supermercado, Casas de Abasto, Locales Comerciales de Mercancías Secas	20 Lts/día/ m2 de área de ventas	4,5m ²	90
	F	Restaurantes	50 Lts/día/m ² área útil del local	119,14 m ²	5957
	G	Bares, Cervecerías, etc.	60 Lts/día/m ² área útil del local	2652,25m ²	159135
	I	Hoteles, Moteles y similares	500 Lts/día/dormitorio	12 dormitorios	6000
113		Dotación de Agua para Edificaciones e Instalaciones Destinadas a Fines Recreacionales, Deportivos, Diversión y Esparcimiento (Estadios)	3 Lts/día/Espectador	200 espectad.	600
114		Dotación de Agua para Edificaciones Destinadas al Alojamiento, Cuidado y Cría de Animales (Perros)	40 Lts/día/Animal	35 animales	1400
115		Dotación de Agua para Riego de Jardín y Áreas Verdes	2Lts/día/m ²	200m ²	400
TOTAL					208.582,13

Fuente: Las Autoras



Ejemplo de cálculo:

- A.2 Centros Asistenciales con Consultas Externas

500 Lts/día/consultorio x 3 consultorios

A.2 = 1500 Lts/día

TOTAL DE LA DOTACIÓN= 1260000 + 208584.13 = 1468584.13

Dot = 1470000 lts / día

3.5.2 Gastos

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias y pueden expresarse en función (%) del consumo medio (Q_m). En épocas de lluvia las comunidades demandan menores cantidades de agua del acueducto que en épocas de sequía. Así mismo durante una semana cualquiera se observa que en forma cíclica, ocurren días de máximo consumo y días de mínimo consumo. Más aún si se toma un día cualquiera, también resultará cierto que los consumos de agua presentarán variaciones hora a hora, mostrándose horas de máximo y horas de mínimo consumo.

3.5.2.1. Consumo medio diario anual

Este gasto medio está íntimamente ligado a los consumos de agua de la población a servir.

El consumo medio se obtendrá mediante la *Ec. 2.3* del Capítulo II.

$$Q_m = \frac{1470000}{86400} = 17.014 \text{ lts / s}$$



3.5.2.2. Consumo máximo diario

La Gaceta Oficial N° 4103.^[8] indica que el gasto medio es igual al 125% del gasto medio anual. Por esta razón se asume para el caso en estudio un valor del consumo máximo diario (Q_{MD}) un coeficiente $K_1 = 1.25$ (Ver Tabla. 2.5. Cap II).

$$Q_{md} = 1.25 \times 17.01$$

$$Q_{md} = 21.26 \text{ lts / s}$$

3.5.2.3 Consumo Máximo Horario

Según la tabla 2.5 y tomando en cuenta que la población en estudio es de 6300 hab., se tiene un factor $K_2=2,70$.

$$Q_{mh} = 2.70 \times 17.01 = 45.93 \text{ lts / s}$$

3.4.2.4. Cálculo del consumo de Incendio

Como se indicó en el Capítulo II, de acuerdo al número de habitantes el gasto de incendio a considerar será de 5 lts/s.

3.5.3 Estanque de Almacenamiento

Con la finalidad de poder abastecer a la comunidad en los momentos en que la demanda supera al gasto medio; se procede al cálculo del dimensionamiento del estanque considerando varios factores:

a. Capacidad Para Compensar las Fluctuaciones: El estanque primordialmente debe ser capaz de satisfacer a cabalidad las demandas máximas que se producen al igual que cualquier variación en los consumos registrados las 24 horas del día. Debido a que Aragüita no cuenta con la



curva característica de consumo, se adoptó “Curva Típica de Variación horaria del Consumo” sugerida por INOS-1.965 (figura 2.3 del Capítulo II); de ésta se tomaron los valores porcentuales de caudal y se multiplicaron por el caudal medio correspondiente al sistema, obteniéndose así los consumos aproximados que corresponden a cada hora. A partir de estos se establecen los consumos y suministros acumulados respectivos. Posteriormente se construyen las curvas de variación de consumo del sistema de abastecimiento.

A continuación en la tabla 3.2 se muestran las variaciones de consumo futuro de la población de Aragüita, seguidas de sus respectivas gráficas de Variación y Consumos Acumulados.

Tabla 3.2. Variación de Consumo Futuro (2028) de la Población de Aragüita.

		Qm(l/día):	147009,6		
HORA	%Qm (INOS)	Qm (m³/h)	Consumo (m³)	Consumo Acumulado (m³)	Suministro Acumulado
0	40	61,25	24,50	0	0
1	40	61,25	24,50	24,50	61,25
2	40	61,25	24,50	49,00	122,60
3	40	61,25	24,50	73,60	183,90
4	42	61,25	25,70	99,30	245,20
5	50	61,25	30,70	1300,00	306,50
6	80	61,25	49,00	179,00	367,80
7	130	61,25	79,70	258,70	429,10
8	200	61,25	12,26	381,30	490,40
9	170	61,25	104,20	485,50	551,70
10	150	61,25	92,00	577,40	613,00



Tabla 3.2. Variación de Consumo Futuro (2028) de la Población de Aragüita. Continuación.

HORA	%Qm (INOS)	Qm (m ³ /h)	Consumo (m ³)	Consumo Acumulado (m ³)	Suministro Acumulado
11	140	61,25	85,80	663,30	674,30
12	130	61,25	79,70	743,00	735,60
13	125	61,25	76,60	819,60	796,90
14	122	61,25	74,80	894,40	858,20
15	125	61,25	76,60	971,00	919,50
16	130	61,25	79,70	1050,70	980,80
17	150	61,25	92,00	1142,60	1042,10
18	140	61,25	85,80	1228,50	1103,40
19	120	61,25	73,60	1302,00	1164,70
20	90	61,25	55,20	1357,20	1226,00
21	60	61,25	36,80	1394,00	1287,30
22	50	61,25	30,70	1424,60	1348,60
23	45	61,25	27,60	1452,20	1409,90
24	40	61,25	24,50	1476,70	1471,20

Fuente: Las Autoras

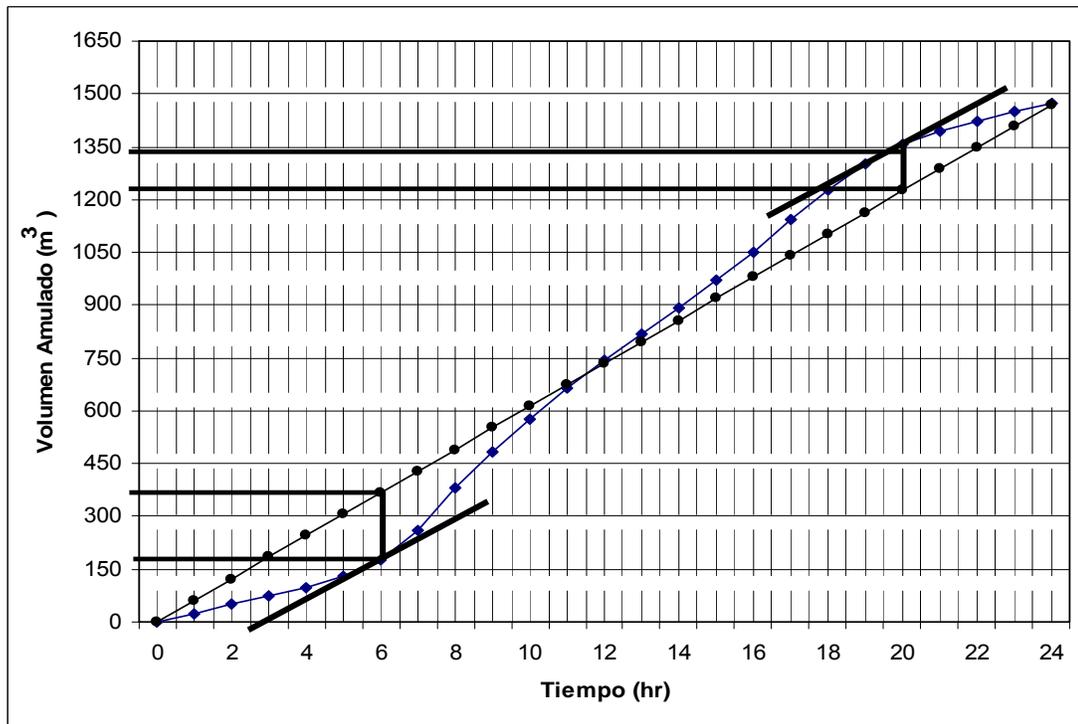


Figura 3.1. Variación y Consumos Acumulados.

Fuente: Las Autoras

$$V_f = (1360 - 1230) + (370 - 180)$$

$$V_f = 320m^3$$

b. Capacidad Para Combatir Incendios: es importante considerar este punto ya que en caso de incendios se requiere gran cantidad de agua para evitar grandes pérdidas humanas y materiales en la población, para ello la Norma del MSAS-1989 indicada en el Capítulo II, considera lo siguiente:

$$Q_i = (1.8 \times 17.01 \text{ lts/s}) + 5 \text{ lts/s} = 35.62 \text{ lts/s}$$

$$V_i = 35.62 \text{ lts/s} \times 2 \text{ hr} \times \frac{3600}{1 \text{ hr}} \times \frac{1m^3}{1000 \text{ lts}} = 256.46m^3$$



c. Capacidad para suplir agua en caso de interrupciones del abastecimiento matriz: este volumen es considerado como factor de seguridad y complemento, a causa del arrastre de grandes rocas y árboles en tiempos de crecida de la quebrada de Aragüita que podrían afectar la aducción y dejar desabastecida a la población.

$$V_{\text{int}} = 17.01 \text{ lts} / \text{s} \times 4 \text{ hr} \times \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ hr}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ lts}} = 428.65 \text{ m}^3$$

Caudal Total de almacenamiento

$$V_t = 320 + 256.46 + 428.65 = 1005.20 \text{ m}^3$$

3.5.4 Red de Distribución

Para el diseño de la red fue necesaria la realización del levantamiento topográfico y la nivelación con el fin de determinar el recorrido de la tubería y las diferentes elevaciones del terreno, con estos valores se obtuvieron todos los detalles de interés respecto a la constitución general del sistema.

El Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de la Población de Aragüita se realizó con la ayuda del programa de computación Water Cad. V-4.5.

Este es un programa de simulación hidráulica muy eficiente y fácil de manejar, que sirve como herramienta para el análisis y diseño de sistemas de distribución de agua potable.



Dentro de las capacidades de análisis del programa se encuentran: las simulaciones hidráulicas, éstas se pueden utilizar en estado estable, es decir, bajo condiciones de flujo uniformes permanentes o bajo la figura de periodos de tiempo extendido.

Para el desarrollo de este trabajo de grado, se usó el modo Stand-Alone, debido a que se utilizó la versión 2008 del programa AutoCAD, el cual no es compatible con el WaterCAD versión 4.5, además cabe destacar que se dificultó la búsqueda de versiones mucho más actualizadas que ya se encuentran en el mercado como la 7.0 o 8.0.

El acceso al programa en modo Stand-Alone, luego de su instalación, es a través de la ejecución del archivo con el icono  ubicado en el escritorio de Windows o siguiendo la ruta: Menú inicio/programas/Haestad Methodes/WaterCAD Stand-Alone. Luego de ejecutar el programa, aparecerá en pantalla la imagen de la figura 3.2, indicando el cargado del programa, para luego mostrar la interfaz de trabajo.

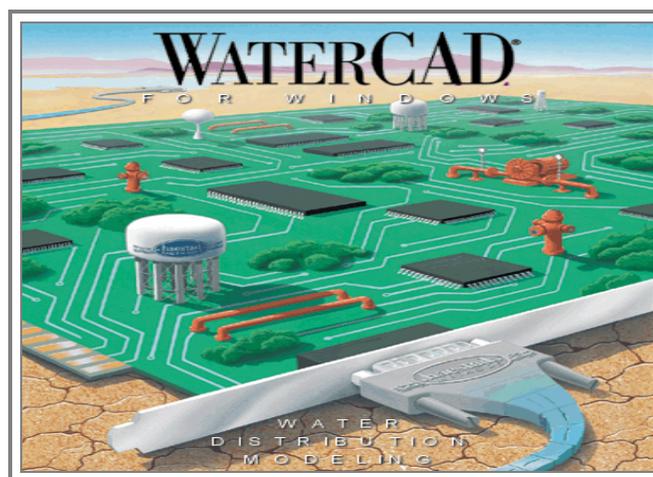


Figura 3.2. Carga del WaterCAD.



La figura 3.3 ilustra algunas de las áreas importantes que constituyen el WaterCAD en modo Stand-Alone: aquí se presentan diversas alternativas para describir la topología de la red o de la tubería de aducción, que se desea simular o diseñar.

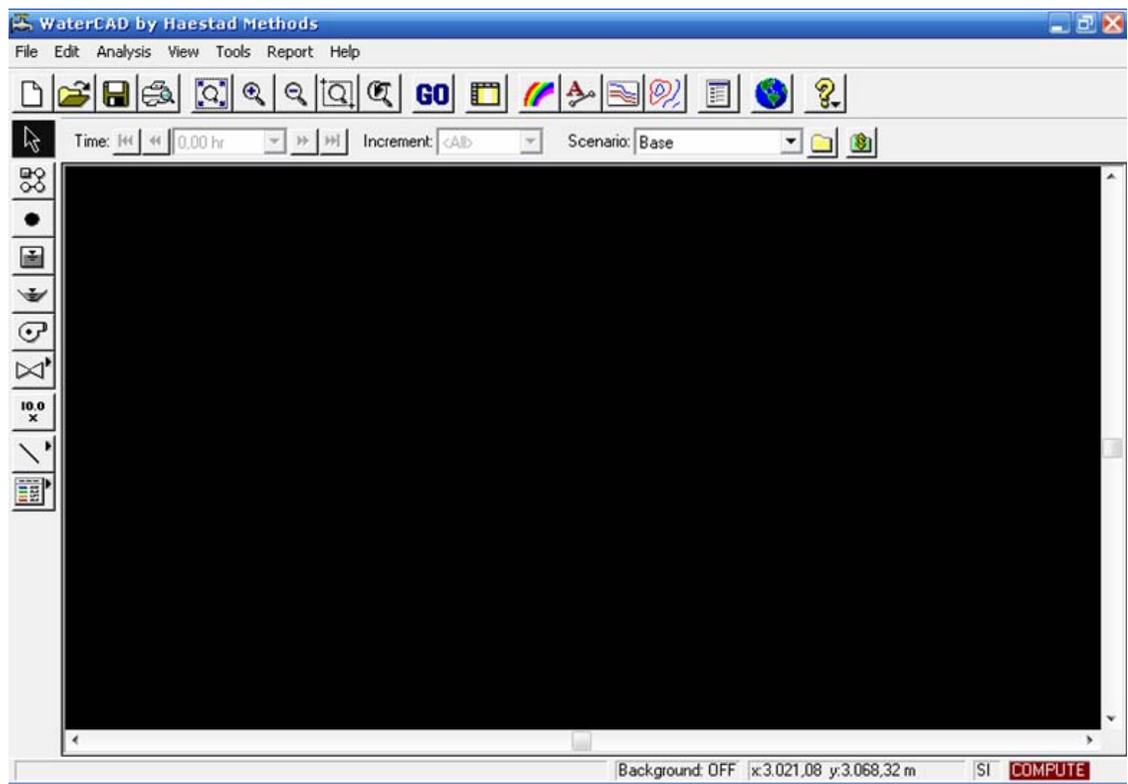


Figura 3.3. Ventana Principal.

3.5.4.1 Aplicación del Software Watercad.

a. Datos de Entrada para el Diseño.

La carga del esquema de la red de distribución y de la tubería de aducción se ejecutó con los planos realizados en el software AutoCAD, los cuales fueron dibujados por las autoras del proyecto. Éstos contienen la información planialtimétrica obtenida en el levantamiento topográfico



previamente realizado también por las autoras, sobre los planos fue dibujada la red de distribución y la tubería de aducción del Acueducto proyectado para la población de Aragüita. Los planos de la red y de la tubería de aducción fueron guardados en el formato DXF para que pudiesen ser importados desde el software WaterCad.

b. Configuración del Proyecto.

Luego de haberse cargado el programa, todo está listo para comenzar a configurar el proyecto. Inmediatamente se selecciona el menú desplegable “File” y se selecciona la opción “Import”, escogiendo la opción “DXF Background” como se muestra en la figura 3.4.

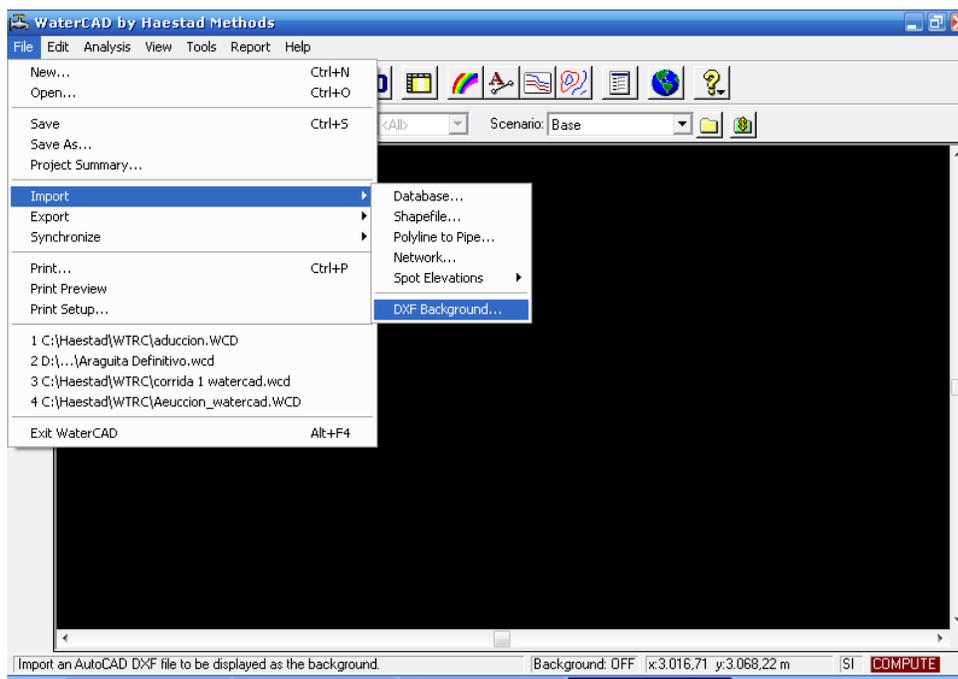


Figura. 3.4 Importación de Documentos.

Inmediatamente al modificar el proyecto, aparece en pantalla el cuadro de diálogo mostrado en la figura 3.5.

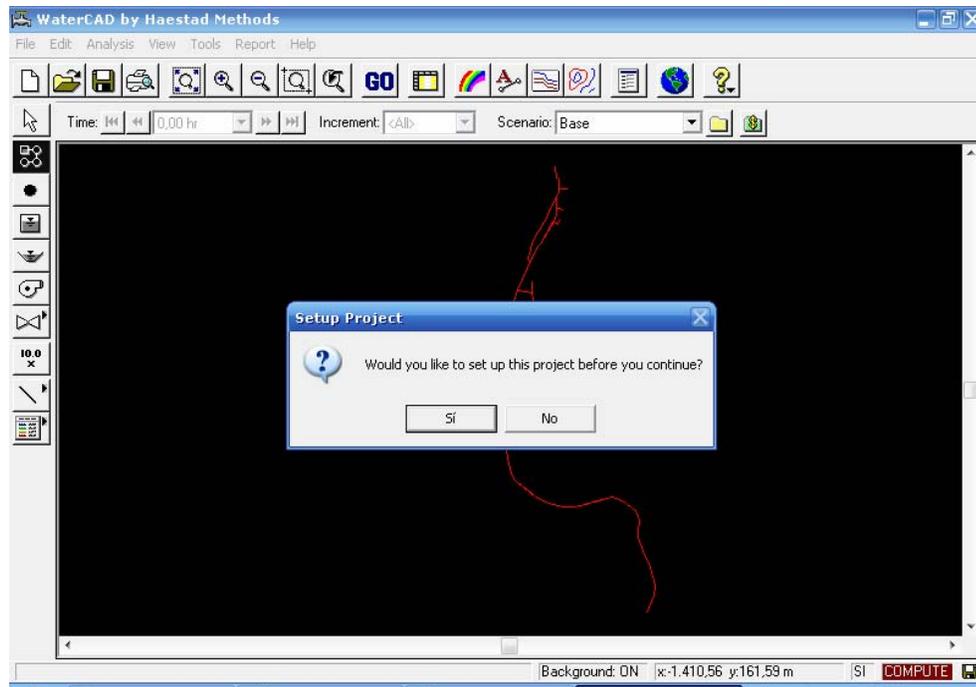


Figura 3.5. Configuración del Proyecto.

Al escoger la opción 'si' se carga el Asistente de Configuración de Proyecto, el cual pide la entrada de ciertos parámetros necesarios para el diseño del proyecto. Luego de introducir los datos respectivos se hace clic en el botón 'next' situado en la parte inferior, para ir a la ventana siguiente.

En la primera ventana, mostrada en la figura 3.6, se introduce el título del proyecto, nombre del ingeniero proyectista, fecha, y un texto complementario referente a algún comentario de interés con respecto al proyecto.

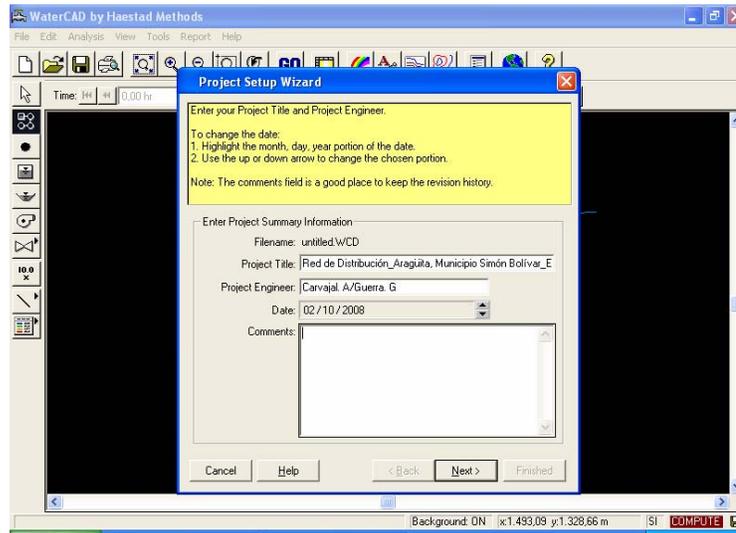


Figura 3.6. Ventana Número 1.

En la figura 3.7, se introducen los parámetros de cálculo. Para el diseño del sistema en estudio se seleccionó como método de cálculo de presión y fricción la fórmula de Hazen-Williams; se usó como líquido agua a 20°C; como modo de introducción de datos se tomó un sistema de coordenadas cartesiano (X, Y) con una apreciación de 0,5 m, con el fin de establecer concordancia con los planos AutoCAD.

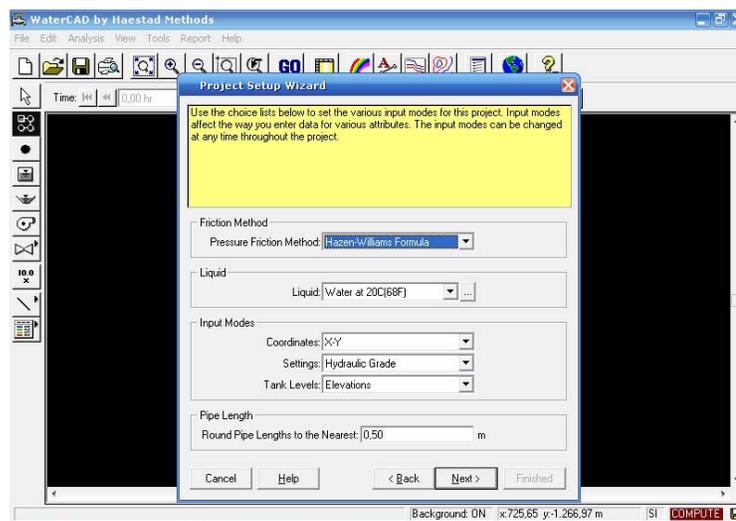


Figura 3.7. Ventana Número 2.



En la próxima ventana se tomó una escala vertical de 50mm y horizontal de 500mm. Como fondo del proyecto, se importó a escala 1:1 un archivo *DXF* de AutoCAD, el cual muestra toda la extensión de la zona en estudio, Como se muestra en la figura 3.8.

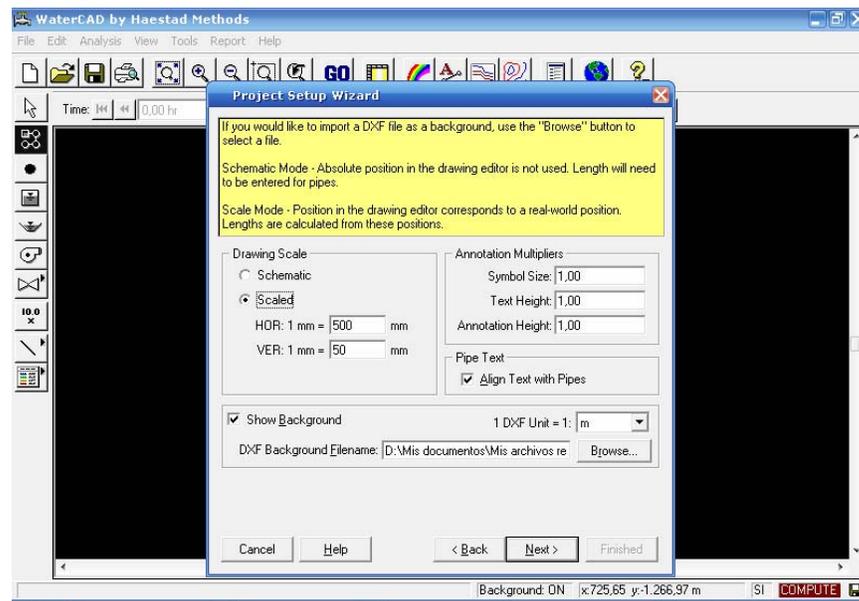


Figura 3.8. Ventana Número 3.

La ventana (Fig. 3.9) 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. Se puede acceder a este asistente al comienzo del proyecto además de hacer las configuraciones manualmente a través de los respectivos menús desplegables, barras de herramientas y botones.

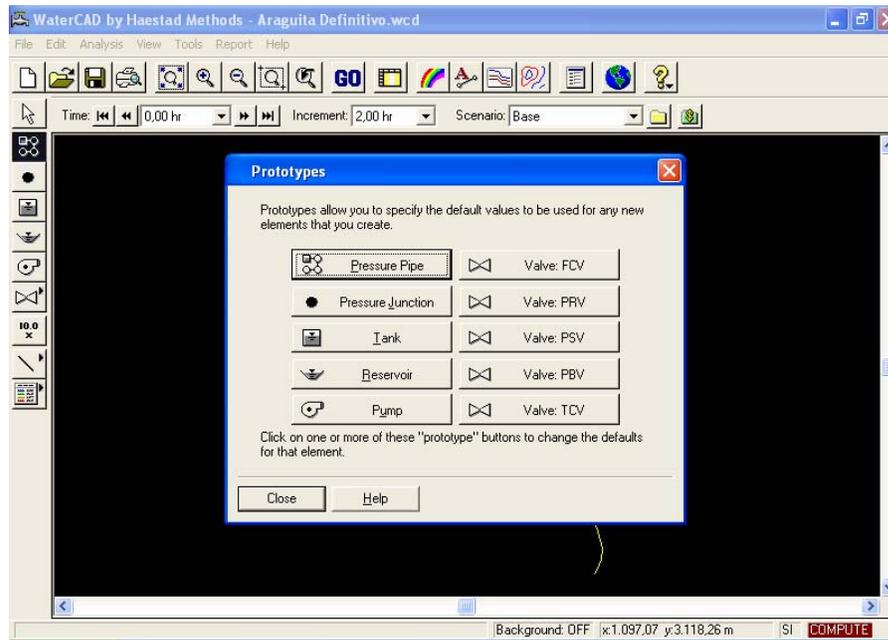


Figura 3.9. Ventana Número 4.

Una vez configurados los parámetros básicos del proyecto, se introduce el dato de patrón de consumo con el que trabajara el proyecto (fig 3.10). El patrón utilizado es el establecido por el INOS, los cuales pueden ser observados en la tabla correspondiente a la fig 3.11. Estos patrones fueron establecidos para una hora pico que representa el consumo máximo horario de la población en la red y el consumo máximo diario en la aducción respectivamente.

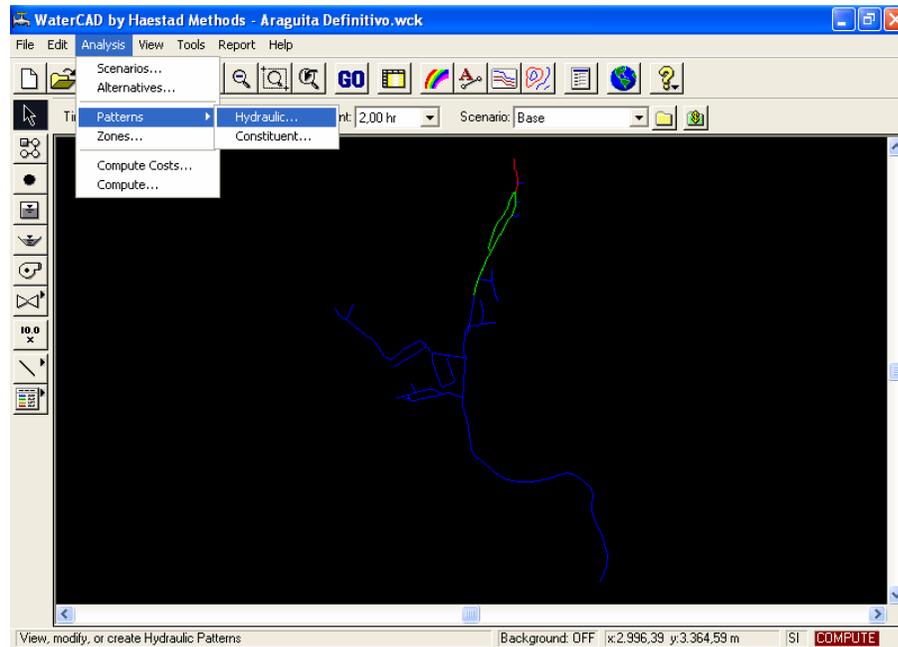


Figura 3.10. Ventana para la Búsqueda del Patrón de Consumo.

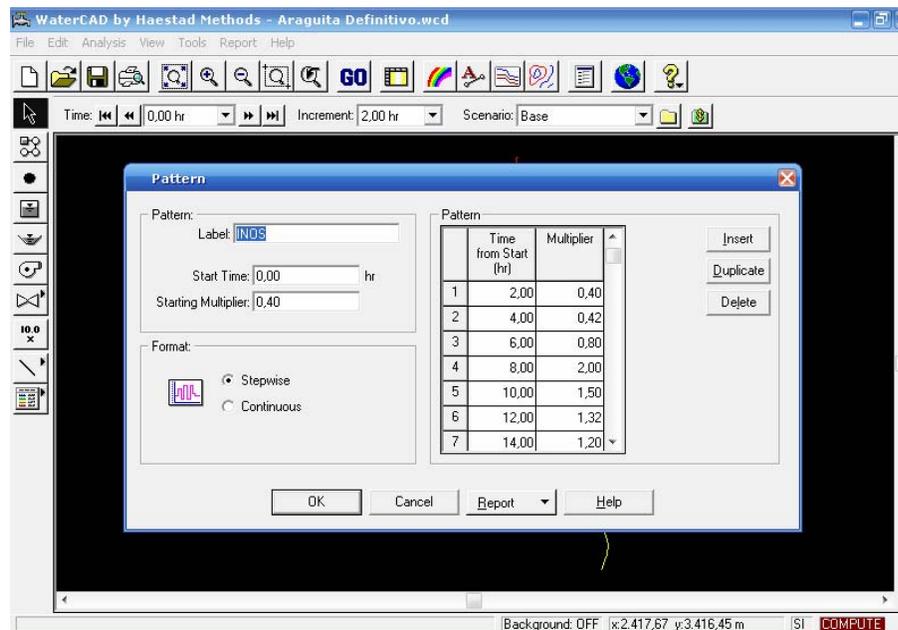


Figura 3.11. Ventana de Edición del Patrón de Consumo.



Se debe tener en cuenta que el valor del campo de entrada Starting Multiplier debe coincidir con el primer valor del campo 'Multiplier', ya que el ciclo de simulación comienza y termina con este dato. Este valor es multiplicado automáticamente por los consumos medios en los nodos, generando distintos valores en la hora pico de simulación para la red y en el máximo consumo diario para la aducción.

3.5.4.2 Ventana de Entrada de Datos para Tuberías

Se puede acceder a estas ventanas de dos maneras: hacer doble clic en el elemento que se desea editar o hacer clic-derecho sobre el elemento y seleccionar 'Edit' en el menú emergente.

Entre los datos de los tramos de tubería requeridos para el diseño del sistema tenemos: nombre del elemento, diámetro, material, coeficiente de rugosidad según el método de cálculo utilizado y coeficiente de pérdidas menores. Los valores de longitud son automáticamente cargados por el programa, ya que provienen de los planos DXF importados a escala 1:1: sin embargo seleccionando la casilla 'User Defined Length' se tiene la posibilidad de introducir la longitud o modificar la existente, lo cual es de utilidad para los ajustes que hayan que hacerse. Cabe destacar que dentro de la ventana de datos de tubería adicionalmente deben colocarse todos los accesorios correspondientes a pérdidas que van a lo largo de cada tramo de tubería, como codos, yees, tees, reducciones, ampliaciones, etc. automáticamente una vez cargado todos estos accesorios el programa calcula el Minor loss Coeficient, coeficiente de pérdidas menores de la tubería, también debe escogerse la dirección en la cual fluirá el agua.

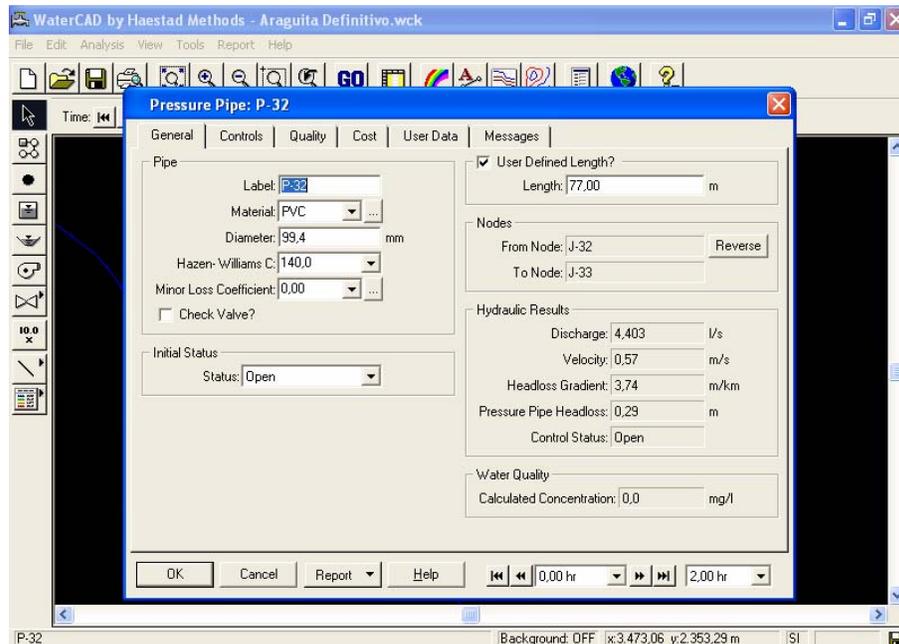


Figura 3.12. Ventana de Edición de Tubería.

Luego de la corrida, esta ventana muestra información referente a algunos resultados como el caudal, velocidad, pérdida de presión y calidad del agua.

3.5.4.3 Ventana de Entrada de Datos para Juntas de Presión.

En la ficha 'General' es necesario introducir el valor de cota de las juntas, siendo este dato de suma importancia en el cálculo, ya que de él dependen directamente los resultados de la demanda, presión y gradiente hidráulico. Los valores de las coordenadas son cargados automáticamente del archivo DXF importado de AutoCAD. La figura 3.13 muestra la apariencia de esta ventana.

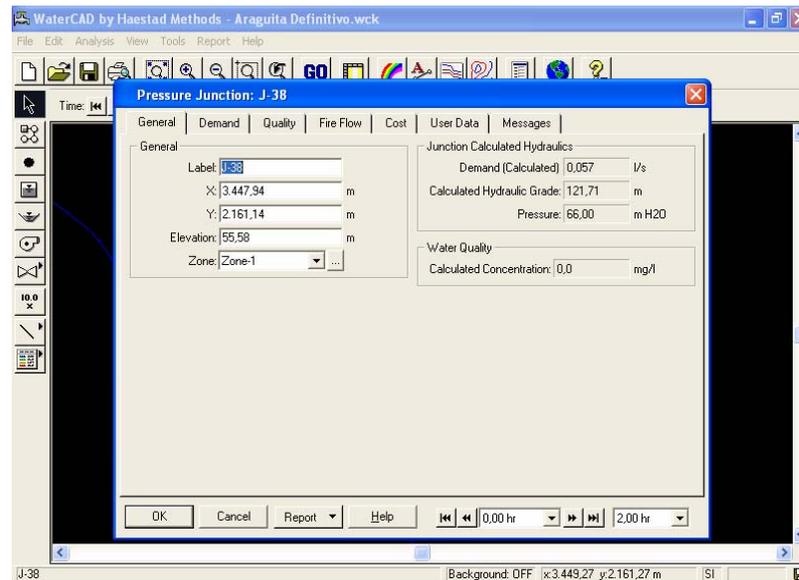


Figura 3.13. Ventana de Edición de Juntas de Presión (Ficha 'General').

La ficha 'Demand' es exclusiva de la ventana de introducción de datos para juntas de presión, y es aquí donde se definen los parámetros de tipo y valor de demanda, así como el patrón de consumo de la junta editada.

Cabe destacar que para cada junta o nodo, se introdujo las demandas correspondientes para cada uno. Aquí se muestra en la figura 3.14.

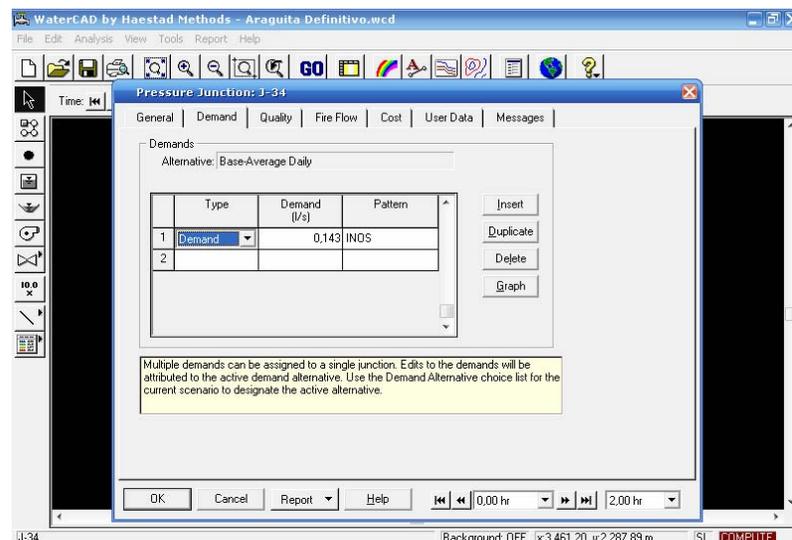


Figura 3.14. Ventana de Edición de Juntas de Presión (Ficha 'Demand').



Otra ficha encontrada en el editor de junta de presión es la de 'Fire flow' en donde se manejan los datos de demanda para el cálculo de gasto por incendio.

3.5.4.4 Ventana de Entrada de Datos para Válvulas

En el diseño del sistema se utilizó un solo tipo de válvula: Control de Paso (de Mariposa). Entre los parámetros correspondientes a este tipo de válvula tenemos el diámetro, ubicación (archivo DXF), elevación y coeficiente de pérdidas menores.

A continuación la figura 3.15 muestra esta ventana.

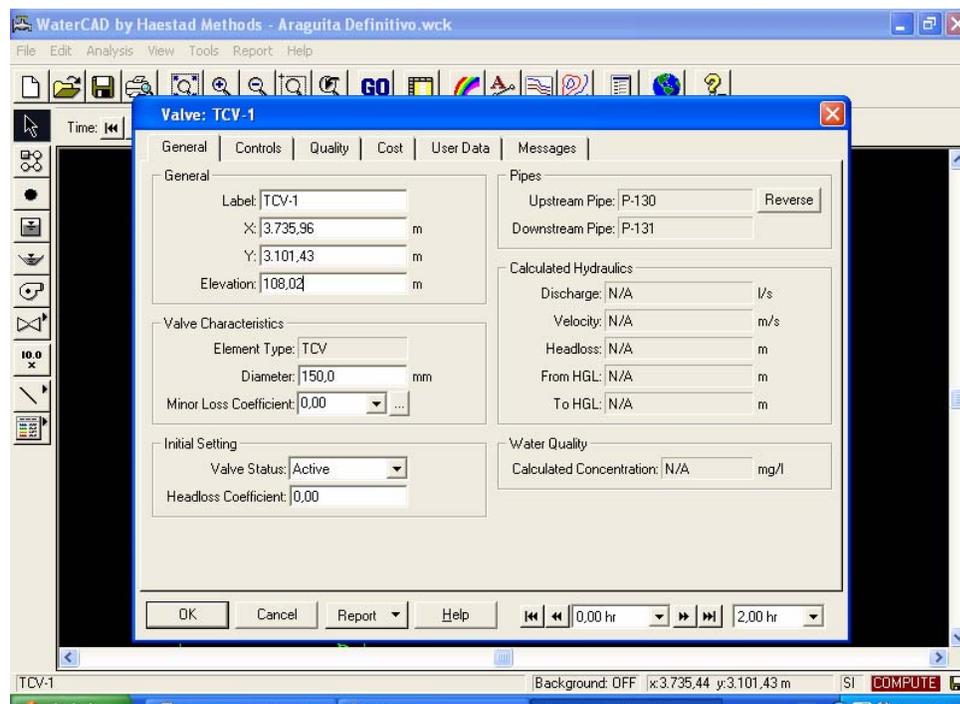


Figura 3.15. Ventana de Edición de Válvula Control de Paso.



3.5.4.5 Ventana de Entrada de Datos para Reservorio.

WaterCad define como reservorio a un elemento hidráulico que sirve como fuente de abastecimiento de agua, el cual mantiene constante su nivel de agua a través del tiempo. Este elemento exige como dato importante la cota de nivel de agua, la posición y la zona a la cual abastece.

Para el proyecto se uso un reservorio para simular el caudal que proviene de la fuente correspondiente a la Qda. Aragüita de la cual se surtirá el sistema. En la figura 3.16 se observa esta ventana.

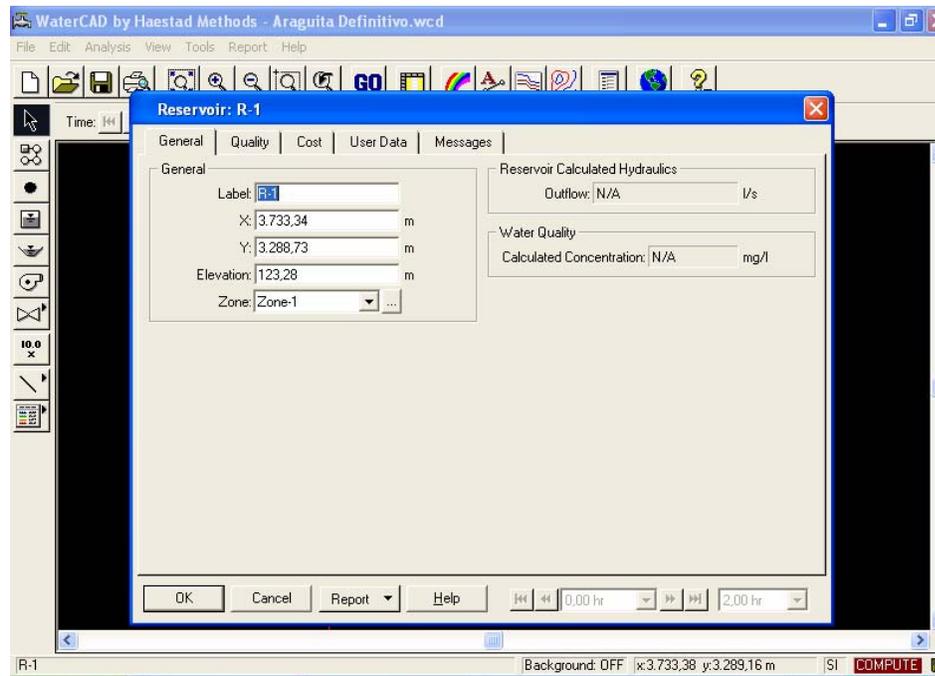


Figura 3.16. Ventana de Edición de Reservorio.



3.5.4.6 Ventana de Entrada de Datos para Tanques

En el sistema se encuentran un estanque rectangular de dos celdas, de capacidad 300 m³, el cual por gravedad distribuirá a la Red de la población en estudio: Aragüita.

Las principales fichas de esta ventana son la 'General', en donde se introducen los datos de posición XY en el plano (estas coordenadas una vez exportado el dibujo son especificadas automáticamente por el programa), cota de terreno del tanque; y la ficha 'Section' que es en donde verdaderamente se introducen los parámetros que definen las características y comportamiento del tanque en el sistema como: forma de la sección transversal, cotas de fondo y rebose, volumen total, volumen inactivo, volumen total a capacidad llena y área. Las figuras 3.17 y 3.18 enseñan estos cuadros de dialogo respectivamente.

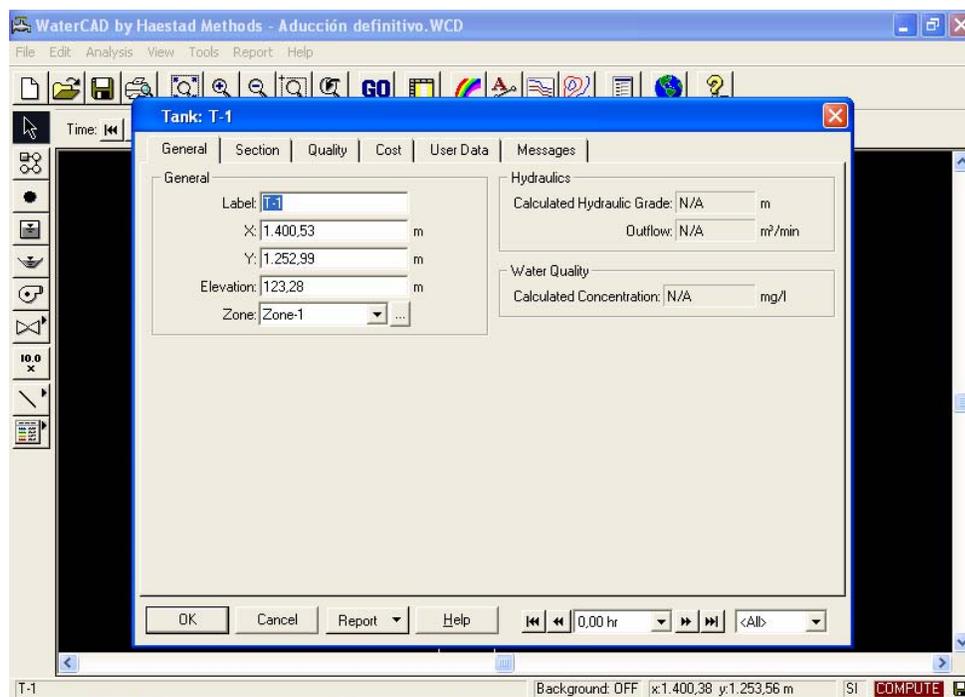


Figura. 3.17. Ventana de Edición de Tanque ('General').

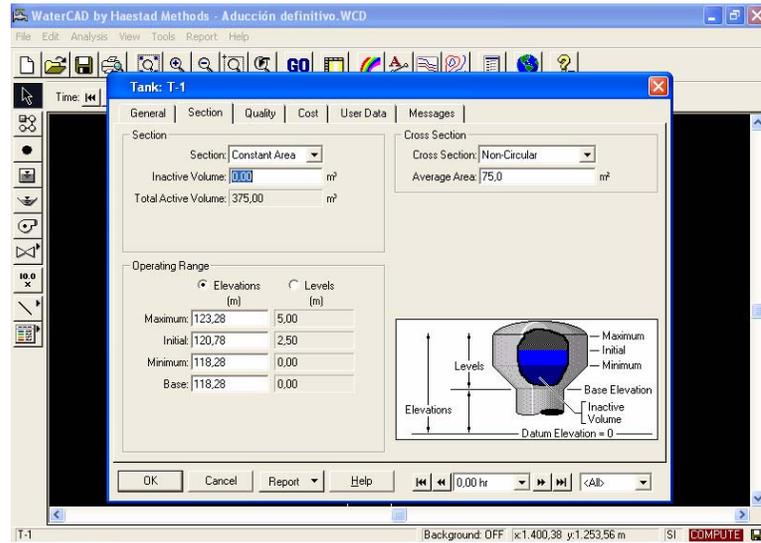


Figura. 3.18. Ventana de Edición de Tanque ('Section').

3.5.4.7 Corrida del Programa

Luego de haber cargado todos los datos en cada uno de los elementos del sistema, se procede a acceder a la ventana de compilación haciendo clic en el botón 'GO' ubicado en la barra de herramientas, donde se configuran los parámetros para realizar la corrida. (Figura 3.19)

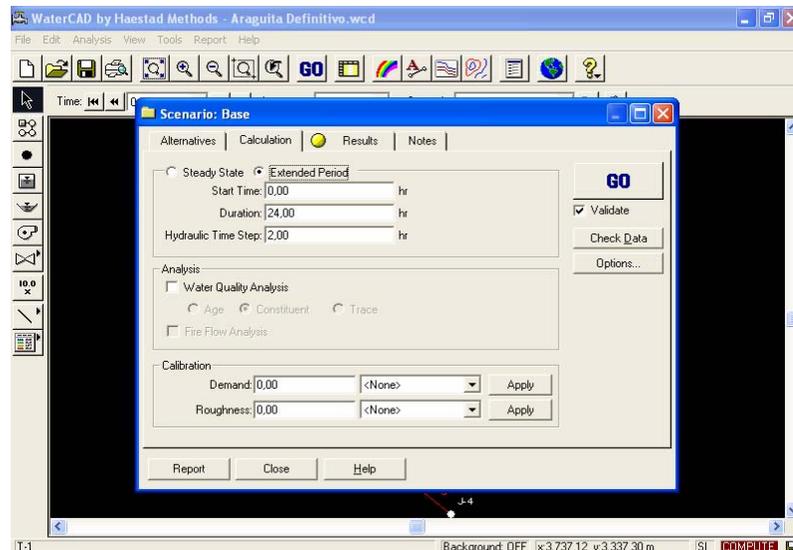


Figura 3.19. Ventana de Configuración de la Corrida.



En la figura anterior se muestra la ventana de escenarios, donde se escoge el tipo de compilación de la data introducida y el modo de corrida y cálculo, este ultimo entre modo paso a paso o periodo extendido (Simulación en intervalos establecidos por el usuario). Para este proyecto se utilizo el modo de periodo extendido para que el programa entendiera que debe multiplicar el valor del Starting Multiplier por todos los consumos medios en los nodos.

Después que el programa realice los cálculos, muestra en pantalla la ventana de resumen de resultados generales concerniente a la corrida. Aquí se pueden consultar mensajes con respecto al comportamiento del sistema. En la parte izquierda de la pestaña del fichero hay un círculo, el cual indica mediante colores el estado de la corrida. Verde indica que la corrida fue exitosa, amarillo indica que existen advertencias a chequear en algún elemento de la red y rojo indica que existe algún elemento desconectado del sistema y por lo tanto no se realizara la corrida hasta corregir el problema.

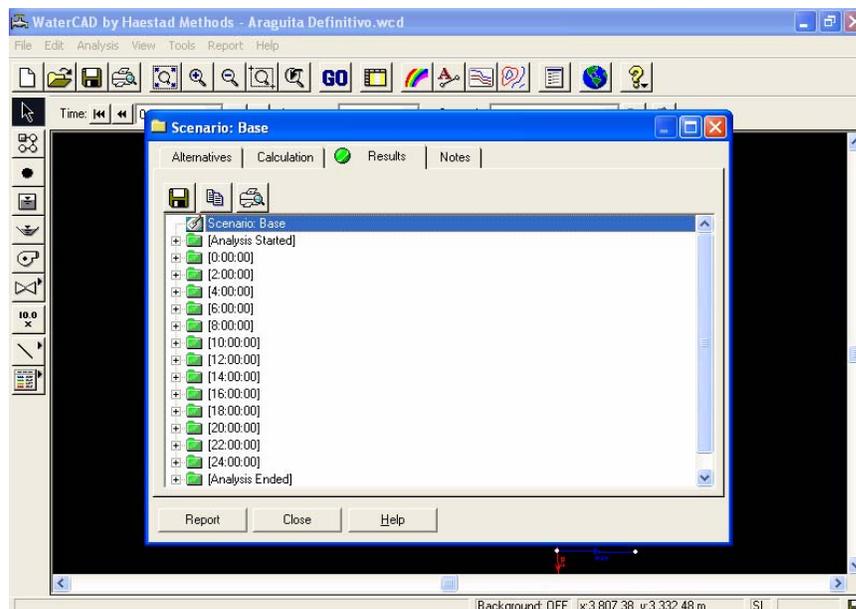


Figura 3.20. Ventana de Reporte de la Corrida.



Cabe destacar que los valores de los resultados de caudal, velocidad, presiones, entre otros, se pueden consultar de manera global en las tablas de reporte “Result Tables” y de manera particular haciendo clic en el elemento de interés.

Con estos valores obtenidos en la corrida permite comparar con los valores estipulados en las Normas para de esta manera verificar cuales están fuera de su rango y así hacer las correcciones pertinentes en el sistema. Estas ventanas son mostradas en la figura 3.21 y 3.22.

Label	Elevation (m)	Zone	Type	Demand (l/s)	Pattern	Demand (Calculated) (l/s)	Calculated Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
J-1	118,28	Zone-1	Demand	0,000	INDOS	0,000	123,24	4,95
J-2	116,53	Zone-1	Demand	0,000	INDOS	0,000	122,92	6,38
J-3	117,25	Zone-1	Demand	0,000	INDOS	0,000	122,74	5,48
J-4	115,24	Zone-1	Demand	0,000	INDOS	0,000	122,61	7,35
J-5	112,67	Zone-1	Demand	0,000	INDOS	0,000	122,43	9,74
J-6	115,20	Zone-1	Demand	0,000	INDOS	0,000	122,25	7,04
J-7	112,40	Zone-1	Demand	0,000	INDOS	0,000	121,98	9,56
J-8	111,31	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	121,83	10,50
J-9	112,29	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	121,70	9,39
J-10	109,79	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	121,53	11,72
J-11	99,75	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	121,38	21,59
J-12	97,25	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	121,06	23,76
J-13	93,37	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	120,84	27,41
J-14	93,63	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	120,58	26,90
J-15	95,49	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	120,35	24,81
J-16	93,11	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	120,23	27,07
J-17	90,44	Zone-1	Demand	0,143	INDOS	0,286	120,01	29,51

Figura 3.21 Tabla de Reporte de Resultados (Result Table)



WaterCAD Table - Pipe Report

File Copy Print Print Preview Options Close Help

Time: 8.00 hr Increment: 2.00 hr Scenario: Base

	Length (m)	Diameter (mm)	Material	Hazen-Williams C	Check Valve?	Minor Loss Coefficient	Label	Discharge (l/s)	Pressure Pipe Headloss (m)	Velocity (m/s)	Downstream Calculated Pressure (m H2O)	Upstream Calculated Pressure (m H2O)	Headloss Gradient (m/km)
P-1	85.00	180,8	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-1	34,020	0,31	1,33	6,38	4,95	8,96
P-2	20,00	180,8	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-2	34,020	0,18	1,33	5,48	6,38	8,96
P-3	15,00	180,8	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-3	34,020	0,13	1,33	7,35	5,48	8,96
P-4	20,00	180,8	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-4	34,020	0,18	1,33	9,74	7,35	8,96
P-5	20,00	180,8	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-5	34,020	0,18	1,33	7,04	9,74	8,96
P-6	30,00	180,8	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-6	34,020	0,27	1,33	9,56	7,04	8,96
P-7	17,00	180,8	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-7	33,734	0,15	1,31	10,50	9,56	8,82
P-8	15,00	180,8	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-8	33,448	0,13	1,30	9,39	10,50	8,68
P-9	20,00	180,8	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-9	33,162	0,17	1,29	11,72	9,39	8,55
P-10	20,00	144,6	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-10	16,842	0,14	1,03	21,59	11,72	7,24
P-11	46,00	144,6	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-11	16,556	0,32	1,01	23,76	21,59	7,01
P-12	34,00	144,6	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-12	15,984	0,22	0,97	27,41	23,76	6,57
P-13	40,00	144,6	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-13	15,698	0,25	0,96	26,90	27,41	6,35
P-14	40,00	144,6	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-14	15,127	0,24	0,92	24,81	26,90	5,93
P-15	20,00	144,6	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-15	14,841	0,11	0,90	27,07	24,81	5,72
P-16	40,00	144,6	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-16	14,555	0,22	0,89	29,51	27,07	5,52
P-17	60,00	144,6	PVC	140,0	<input type="checkbox"/>	0,00	P-17	14,269	0,32	0,87	35,26	29,51	5,32

129 of 129 elements displayed. Synchronized Units

Figura 3.22 Tabla de Reporte de Resultados (Result Table)

3.5.5 Aducción

Para el diseño de la aducción se realizó el mismo procedimiento que para el sistema de distribución, con la diferencia de que en la aducción se empleó como patrón el caudal máximo diario en lugar del patrón del INOS como en caso de la red de distribución.

CAPITULO IV: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1 GENERALIDADES

En el presente capítulo se muestra un análisis de los resultados obtenidos de los procedimientos utilizados en el Capítulo III.

4.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Después de realizar el levantamiento planialtimétrico de la población de Aragüita, se determinó que la Quebrada Aragüita, cuyo caudal sirve como reservorio u obra de captación para el presente proyecto; se encuentra ubicada a una altura de 131,86 msnm y aguas arriba de la población, por lo que es claro que el sistema funcionará por gravedad. La comunidad abarca unos 375000 metros cuadrados. Los planos correspondientes se encuentran en el *Anexo 11 plano LT 01*. Además se pueden observar los resultados correspondientes a la nivelación y levantamiento (*Anexos 1 y 2*). Cabe destacar que los valores obtenidos de las cotas son referenciales y no pertenecen a la Cartografía Nacional.

4.3 FUENTE DE AGUA

Sólo si el agua de la fuente se somete a algún proceso de desinfección, es apta para el consumo humano, según los estudios físico-químico y bacteriológico realizados a la toma tanto en época de sequía como en época de lluvias. Éstos resultados, emitidos por el Laboratorio de Aguas _ Barcelona, están presentados en los *anexos 3 y 4 (tablas en estudio de la*



fuelle). Se tomaron sólo 2 muestras en la fuente de abastecimiento, debido al difícil acceso hacia la obra de captación.

4.3.1 Análisis bacteriológico

Según el Artículo 9.- Los resultados de los análisis bacteriológicos de agua potable deben cumplir los siguientes requisitos:

- a. Ninguna muestra de 100 mL, deberá indicar la presencia de organismos coniformes termorresistentes (coliformes fecales).
- b. En ningún caso deberá detectarse organismos coliformes totales en dos muestras consecutivas de 100 mL, provenientes del mismo sitio.

Lo que indica que el agua debe ser tratada antes de ser distribuida a la población. (Ver Tabla 4.1)



Tabla 4.1. Toma de Muestras y Resultados (Análisis Bacteriológico).

Nº Del Examen	Fecha de Captación	Hora de Captación	Lugar de Captación	Método de Placa Fluida. 37°C ufc/ml.	Organismos Coliformes Totales técnica de Tubos Múltiples NMP/100ml.	Organismos Coliformes Fecales Técnica de Tubos Múltiples NMP/100ml	Cloro Residual mg/lit.	Fecha y hora de llegada al Lab.
01110	22/01/08	1:00PM	Toma Quebrada Aragüita	360	230	80		22/01/08 1:30PM
08056	12/08/08	7:00AM	Toma Quebrada Aragüita	300	1300	800	Cr.	12/08/08 8:15AM



4.3.2 Análisis fisicoquímico

Los resultados del análisis físico-químico fueron comparados con la Gaceta Oficial de la República de Venezuela, N° 5021 de 1995. (Ver tabla 4.2).

El cuadro comparativo permite observar que los valores de los parámetros arrojados por estudio del agua no exceden los establecidos por la Gaceta Oficial. Por lo tanto con un tratamiento mínimo de desinfección el agua puede ser empleada para el consumo humano.

Tabla 4.2 Comparación del 1er y 2do Análisis Fisicoquímico.

PARAMETROS	1er. Análisis 22-01-2008	2do. Análisis 12-08-2008	Limite máximo permisible Agua Potable
Alcalinidad Total mg/ l	46	44	----
Aluminio Residual mg/ l	0,0	0,0	0,2
Calcio mg/l	18	18	200
Cloruros mg/ l	7,5	6,5	300
Color Aparente (UND)Pt-Co	10	15	15
Cond. Especifica A 25Oc	121	145	1.500
Dióxido Carbono Libre mg/ l	7,4	3	---



**Tabla 4.2 Comparación del 1er y 2do Análisis Físicoquímico.
Continuación.**

PARAMETROS	1er. Análisis 22-01-2008	2do. Análisis 12-08-2008	Limite máximo permisible Agua Potable
Dureza Total mg/ l	52	48	500
Hierro Total mg/ l	0	0,06	0,3
Índice de Langelier	-1,4	-0,9	----
Magnesio mg/ l	1,9	0,48	120
Manganeso Total mg/ l	0	0	0,1
Minerales Disuelt. mg/ l	92,1	88	1.000
Nitratos (NO ₃) mg/ l	1,6	1,1	45
Nitritos (NO ₂) mg/ l	0,01	0,0	0,03
Ph	7,1	7,54	9,0
Silice mg/ l	9	11	---
(Sodio Potasio) mg/ l	7,4	8,2	200
Sulfatos mg/ l	0	0	500
Turbiedad (N.T.U.)	4,2	3,3	5

Fuente: Elaborado por las autoras



4.4 ESTUDIO DEMOGRÁFICO

A través de los pocos datos suministrados por el Instituto Nacional de Estadísticas INE (Ver tabla 3.1), se obtuvo que la población crece bajo un comportamiento geométrico con una tasa de crecimiento de 4.57%. Para el año 2028 contará con 6300 habitantes.

Para determinar la población futura se determinó la rata de crecimiento (Kg), arrojando un valor de 4,57%, el cual pareció ser elevado en comparación con el crecimiento de todo el municipio Simón Bolívar por lo que se procedió al conteo del número de viviendas existentes en la población estudiada, cuyo valor fue de 421 casas, con esta cifra y utilizando un aproximado de 5 habitantes por vivienda (según INE) se estimó que en la actualidad existen 2.105 habitantes; al comparar este resultado con las proyecciones calculadas para el presente año, según los métodos de crecimiento respectivos, pudiera pensarse que la población de Aragüita crece linealmente, sin embargo para el diseño del sistema de abastecimiento de agua se adoptará un crecimiento geométrico por dos razones importantes: ésta posee un área geográfica donde pueden desarrollarse nuevos conjuntos habitacionales y la rata de crecimiento no corresponde en ningún caso con el crecimiento lineal.

Cabe destacar que el método de crecimiento logarítmico fue descartado debido al requerimiento de por lo menos tres censos para su aplicación.



4.5 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PROPUESTO

El sistema de abastecimiento de agua para la población de Aragüita estará compuesto por una línea de aducción fabricada en hierro galvanizado (HG) ASTM A-53, COVENIN 3335, de 387 metros de longitud y 0,15m de diámetro externo (6 pulgadas), está conectada a la obra de captación o toma ubicada aguas arriba de la Quebrada Aragüita. Cabe destacar que las presiones en los tramos de tubería que la componen varían entre los 1,28 y 10,55 metros de columna de agua, lo que carece de importancia pues en las líneas de aducción, el régimen hidráulico puede considerarse permanente, no hay requerimiento de mantener presiones limitadas por razones de servicio [1]. La aducción posee 10 juntas o nodos de conexión para los tramos de tubería necesaria hasta llegar al lugar donde se propone la construcción de un estanque que servirá como alimentación de la red (Ver Anexo 11, Plano AC-02). Éste se ubica en la cota 118,28 msnm (capacidad total de 1050 metros cúbicos), se prevé construir de dos celdas con 375 metros cúbicos cada una, con dimensiones propuestas de 14m*15m*5m y del cual sale una red de distribución conformada por ramales. La tubería dispuesta a la salida del estanque entre los tramos P-01 y P-09 es de PVC de 0,20m de diámetro externo (8 pulgadas), en estos tramos las velocidades oscilan entre 1,29 m/s y 1,31m/s, por su parte las presiones son bajas con respecto a las Normas [7] pues van desde los 4,95 m H₂O a la salida del tanque de almacenamiento, hasta los 11,72 m H₂O en el nodo J-10; sin embargo, no tiene relevancia debido a que en estos tramos de tubería no existen conexiones o tomas domiciliarias, además de que en el trayecto la vegetación y la topografía dificultan la construcción de las mismas. Excepto el tramo P-51 de diámetro 0,10m que se ubica como ramificación de los tramos mencionados, (Ver Anexo 11, Plano A-03) donde existen pocas viviendas; la presión al final del



tramo es de 5,65 m H₂O. Esto también ocurre en el tramo P-52 cuya presión es de 17 mH₂O.

Por otra parte se encuentra el caso de las presiones altas, que oscilan entre 75,25 y 87,31 m H₂O (tomadas como referencias), resultantes en los nodos J-87- y J-118 respectivamente; por encontrarse estas por encima del límite Normalizado por el INOS, por lo que se recomienda utilizar una válvula reductora que estará ubicada en el tramo P-38, previo al nodo J-45. Los valores de las presiones estarán reflejados en el Anexo 5, incluyendo los variaciones resultantes después de colocada la válvula.

Justo en el nodo J-10 se encuentra una yee que disminuye la tubería a un diámetro externo de 0,15m y la divide en dos ramificaciones, la primera desde P-10 hasta P-30 y la segunda desde P-54 hasta P-62; uniéndose en el nodo J-21, donde se encuentra otra yee de 0,15m (6 pulgadas). En el nodo J-31 existe una reducción de 0,15 a 0,10 metros, éste nuevo diámetro corresponde al resto de los ramales de la distribución propuesta.

Respecto a las velocidades en la tubería de distribución, éstas varían desde 0,03 m/s en el tramo P-127 hasta 1,72 m/s en el tramo P-38, es notorio que el valor mencionado para el tramo P-127 es bajo, al igual que en los tramos P-46, P-47, P-49, P-51, P-52, P-53, P-63, P-65 al P-77 y P-88 al P-129, esto comparado con el valor establecido por El Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (MSAS) en Gaceta 4103 de 1989 Oficial que estipula velocidades mínimas y máximas entre 0.8 y 2 m/seg., Es necesario acotar que cualquier valor mínimo que exija la Norma en cuanto a velocidades se refiere, es para evitar la acumulación de sedimentos en las tuberías. Al estudiar esta red de manera particular y específica, se justifica su efectividad bajo estas condiciones (velocidades muy bajas) ya que el líquido que será



servido, es un agua limpia y libre de residuos sólidos que pudiesen quedarse dentro de la tubería y causar obstrucciones.

4.5.1 Unión de los Tramos de Tubería

Se propone que la unión de los tramos de tubería, sea de juntas Uni-Safe, que es un sistema de unión flexible tipo espiga-campana, en el cual la junta o campana terminal forma parte integral del tubo. El sello hidráulico y la consecuente estanqueidad de la junta se logran mediante un anillo alojado en el extremo campana del tubo.

4.5.2 Accesorios

Las dimensiones de estos accesorios se obtuvieron a través de la gaceta oficial número 4.103, entre los que se están:

- Válvulas de paso que permitan bloquear el paso de agua potable por sectores en un momento dado, ubicadas en sitios estratégicos para así no dejar desabastecida a toda la población por cualquier tipo de avería.
- Válvulas de purgas en todos los puntos bajos del sistema, para permitir la descarga de sedimentos.
- Ventosas automáticas, para expulsar el aire que pueda acumularse en los puntos altos del sistema.
- Codos, estos se instalarán en los cambios de dirección de las tuberías que conforman el sistema cuya desviación varía entre 11,25° y 90°. (*Ver Anexo 11 planos 4*).



4.5.3 Apoyo de los Tramos de Tubería

Las Normas INOS, Normas para el diseño de abastecimiento de agua (1965), recomiendan utilizar los materiales descritos a continuación en la tabla 4.3, con el fin de proveer apoyo firme, estable y uniforme a lo largo de toda la longitud de la tubería

Tabla 4.3 Material de Apoyo de la Tubería

Descripción	Observación
1-. Lecho de apoyo o capa de nivelación.	Material granular selecto, libre de partículas punzo penetrantes, proveniente de préstamo. Colocado libre, no apisonado con un espesor de 10 cm.
2-. Capa de protección.	Material granular selecto, libre de partículas punzo penetrantes, proveniente de préstamo, apisonado manualmente en capas de 10cm. Hasta el lomo de la tubería.
3-. Capa de protección.	Material granular selecto, libre de partículas punzo penetrantes, proveniente de préstamo, apisonado manualmente en capas de 15cm. Por encima del lomo de la tubería.
4-. Relleno final.	Material proveniente de la excavación, apisonado con equipo mecánico en capas, a juicio del ingeniero inspector.

Fuente: INOS, Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua (1965).



Es importante mantener el ancho y la profundidad de la zanja lo menor posible, siempre que este permita una adecuada instalación. Ya que, la distancia que tenga la zanja a la altura del lomo 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.

Por esta razón la Norma INOS 1965 para terrenos normales, recomienda una profundidad y ancho de zanjas reflejados en la tabla 4.4 (Ver Anexo plano 6)

Tabla 4.4 Dimensiones de la Zanja para los Diámetros Propuestos.

Diámetro nominal de la tubería		Profundidad en cm. (h)		Ancho en cm. (sin entibado) (e)	
Pulg.	mm.	Red	Aducción	Red	Aducción
2	50	60	98	45	45
3	75	68	98	45	45
4	110	72	100	45	45
6	160	82	105	53	55
8	200	92	110	60	60

Fuente: INOS, Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua (1965).
Profundidad y Anchos de Zanja.



4.6 COSTO TOTAL DE LA OBRA

Basándose en los planos y las partidas seleccionadas se procede a realizar el análisis de precio unitario correspondiente, para ellos se analiza la cantidad de materiales a emplear, los equipos y/o herramientas a utilizar y la mano de obra que intervendrá en la ejecución. Para el análisis se asumió un porcentaje de prestaciones sociales de 380%, un porcentaje de gastos administrativos de 20% y una utilidad de 10%. El cálculo se realizó con el programa Lulo Win Control de Obras. (Ver anexos 9 y 10).

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- De acuerdo a la topografía del terreno, se pudo constatar que Aragüita cuenta con un área aproximada de 375000 m², quedando extensos terrenos en la parte baja del sector que podrían ser propicios para la construcción de nuevas viviendas, lo que indica un latente crecimiento de la población.
- La población de Aragüita ha aumentado de manera significativa, debido al éxodo poblacional, por lo que contará con una población estimada para el 2028 de 6300 habitantes. Para suplir la demanda en la hora de máximo consume es necesaria la construcción de un estanque de capacidad mínima de 1050m³
- La toma esta ubicada a 131,87msnm y a lo largo de la red se presentan puntos que alcanzan los 22msnm, por lo que esta claro que Aragüita esta formada por grandes desniveles. Esto permite que el sistema funcione por gravedad y con la corrida en el programa WaterCard se garantiza su eficiencia.
- La tubería en la red será de PVC e irá enterrada para protegerla de tomas ilegales y de probables incendios forestales. Mientras que la tubería de aducción será de hierro galvanizado dispuesta superficialmente sobre durmientes de concreto.



- Las presiones y velocidades que salen del rango establecido por las normas se deben a las irregularidades del terreno y a la necesidad de mantener una correlación entre los diámetros de la red para lograr un diseño apropiado. Aun cuando las velocidades resultan bajas el sistema es efectivo en estas condiciones ya que se trata de un agua libre de residuos sólidos.
- Se debe instalar una válvula reductora de presión en el tramo P-38 a una cota de 55,50m para regular la presión en los tramos posteriores donde esta exceden los 70mH₂O, límite establecido por las normas venezolanas, INOS 1965.
- El monto presupuestado para la ejecución del proyecto es de dos millones noventa y tres mil doscientos setenta y tres Bolívares Fuertes con 72/100 (Bs F. 2.093.273,72), cuyo monto incluye el 9% del I.V.A.

5.2 RECOMENDACIONES

- En el momento en que el sistema entre en funcionamiento se debe poner en marcha un plan para controlar los excesos de fugas por averías en las tuberías o por tomas domiciliarias clandestinas instaladas por los mismos habitantes sin ningún tipo de supervisión especializada.
- Brindarle apoyo a las Mesas Técnicas de Agua para crear campañas de concientización a los pobladores de Aragüita y de para evitar que usen el agua de manera irracional.



- Una vez construida la tubería, proceder con la prueba de filtraciones o prueba hidrostática, haciéndola soportar una presión de 10 a 16 Kg/cm², esta presión debe mantenerse por lo menos durante unos 30 min
- Antes de ponerse al servicio de la población, el agua de la quebrada de Aragüita debe recibir un tratamiento de desinfección para ser apta para el consumo humano.
- Mejorar la estructura de almacenamiento existente en la obra de captación ya que en épocas de sequía el caudal que genera la quebrada es inferior al requerido para abastecer el sistema.
- Realizar recalcuho al presupuesto de la obra debido a que hubo un cambio en el valor del I.V.A (De 9% al 12%).

BIBLIOGRAFÍA

1. Arocha, S., (1997) **Abastecimientos de agua. Teoría y Diseño**. Tercera Edición Ampliada. Ediciones Vega S.R.L. Caracas.
2. Ministerio de Infraestructura FUNDACOMUN; Proyecto SIBEA (Área físico Natural).
3. Rivas M., (1983) **Abastecimiento de Agua y Alcantarillados**, Ediciones Vega, 3ra Edición, Caracas, Venezuela (1983).
4. Merrit F., (1998) **Manual para el Ingeniero Civil**, Editorial Mc. Graw-Hill, 3^{ra} Edición, Tomo IV, México.
5. González, L., (2000) **Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable (Acueductos)**. Primera Edición. Anzoátegui.
6. Saldarriaga Juan G., (1988) "HIDRÁULICA DE TUBERÍAS", 2da Edición. Editorial Mc. Graw- Hill, México.
7. I.N.O.S., (1966). **Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua**, Caracas, Venezuela.
8. M.S.A.S., (1989). **Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para desarrollos Urbanísticos**, Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Gaceta Oficial de la República de Venezuela. N° 4103.



9. Espinoza E. y Monasterios F. (Abril 2004). **Evaluación del sistema de abastecimiento y distribución de agua potable de la zona sur de Barcelona mediante la utilización de un programa de computación**, Trabajo de Grado. Universidad de Oriente. Núcleo de Anzoátegui.

10. Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (M.S.A.S) y del Desarrollo Urbano (MINDUR). **Normas Sanitarias Proyectos Construcción, Reparación, Reforma y Mantenimiento de Edificaciones**, Gaceta Oficial de la República de Venezuela, N° 4.044.

11. López R., (1999) **Diseño de Acueductos y Alcantarillados**, Ediciones Alfaomega, 2da Edición, Santa Fe de Bogotá, Colombia.

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

TÍTULO	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA POBLACIÓN DE ARAGÜITA, MUNICIPIO SIMÓN BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUI.
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
CARVAJAL G. ANDREA C.	CVLAC: 17.359.329 EMAIL: andreacar09@hotmail.com
GUERRA P. GERGRIS C.	CVLAC: 17.222.860 EMAIL: gergrisguerra@hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO _____

SISTEMA DE ADUCCION _____

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO _____

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUBÁREA
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

En el presente proyecto se diseñó el sistema de abastecimiento de agua potable para la población de Aragüita perteneciente al Municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui. El dimensionamiento de la red se realizó con la ayuda del programa de computación Water Cad. V-4.5. Este proyecto fue diseñado para un periodo de 20 años y el resultado de la población futura se definió por el método geométrico de acuerdo al censo realizado en el sitio y los datos suministrado por el INE con una densidad de 5 hab/viv. Se estimó una dotación de 200 lts/per/día para así hallar el consumo que requería la población. La fuente de abastecimiento que proporcionará el caudal necesario para la red de distribución será una quebrada ubicada en la cota 131,86 msnm y aguas arriba de la población, por lo que es claro que el sistema funcionará por gravedad.

La tubería de aducción será fabricada en hierro galvanizado (HG), de 387 metros de longitud y 6 pulgadas de diámetro externo, y estará conectada a la obra de captación o toma ubicada aguas arriba de la Quebrada Aragüita. El tanque que servirá de alimentación a la red se ubica en la cota 118,28 msnm (capacidad total de 1050 metros cúbicos), se prevé construir de dos celdas con 525 metros cúbicos cada una, con dimensiones propuestas de 7,5m*14m*5m y del cual sale una red de distribución conformada por ramales. La tubería dispuesta a la salida del tanque es de PVC de 8 pulgadas de diámetro externo. La línea principal de la red posee una longitud de 3.690 metros y a ella se conectan los distintos ramales para realizar la distribución por toda la zona en estudio. Se realizaron los cálculos métricos y el presupuesto estimado para este proyecto mediante el programa Lulo Win Control de Obras.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU*	JU
Bou Ghannam Mounir	CVLAC:	11.420.592			
	E_MAIL	Mo.bou@hotmail.com			
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Morales Hilda	ROL	CA	AS	TU	JU*
	CVLAC:	5.189.811			
	E_MAIL	Moralesh@gmail.com			
	E_MAIL				
Araujo Francelia	ROL	CA	AS	TU	JU*
	CVLAC:	8.026.290			
	E_MAIL	Faraujobap@hotmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2.009 AÑO	05 MES	14 DÍA
--------------	-----------	-----------

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA POBLACIÓN DE ARAGÜITA, MUNICIPIO SIMÓN BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUI.DOC	Application/ms word

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:

Ingeniería Civil _____

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado _____

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento de Ingeniería Civil _____

INSTITUCIÓN:

Universidad de Oriente. Núcleo Anzoátegui. _____

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al Artículo 57 del Reglamento de Trabajo de Grado:

“PARA LA APROBACIÓN DEFINITIVA DE LOS CURSOS ESPECIALES DE GRADO COMO MODALIDAD DE TRABAJO DE GRADO, SERÁ REQUISITO PARCIAL LA ENTREGA A UN JURADO CALIFICADOR, DE UNA MONOGRAFÍA EN LA CUAL SE PROFUNDICE EN UNO O MAS TEMAS RELACIONADOS CON EL ÁREA CONCENTRACIÓN”

Carvajal G. Andrea C.

AUTOR

Guerra P. Gergris C.

AUTOR

Mounir B. Ghannam

TUTOR

Hilda Morales

JURADO

Francelia Araujo

JURADO

POR LA SUBCOMISION DE TESIS