

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



**PROPUESTA PARA MEJORAR EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE DE LA POBLACIÓN DE SANTA CLARA, MUNICIPIO
JOSÉ GREGORIO MONAGAS, ESTADO ANZOÁTEGUI.**

Realizado por:

NATASJA HAILEY FERNÁNDEZ VILÉS.

Y

PAOLINO COSMO DI DOMENICO VIOLA.

**Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como Requisito
Parcial para optar al Título de Ingeniero Civil**

PUERTO LA CRUZ, MAYO DE 2010

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



**PROPUESTA PARA MEJORAR EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE DE LA POBLACIÓN DE SANTA CLARA, MUNICIPIO
JOSÉ GREGORIO MONAGAS, ESTADO ANZOÁTEGUI.**

Realizado por:

**NATASJA HAILEY
FERNÁNDEZ VILÉS**

Y

**PAOLINO COSMO
DI DOMENICO VIOLA**

Asesor:

PROF. ANA GHANEM

PUERTO LA CRUZ, MAYO DE 2010

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



**PROPUESTA PARA MEJORAR EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE DE LA POBLACIÓN DE SANTA CLARA, MUNICIPIO
JOSÉ GREGORIO MONAGAS, ESTADO ANZOÁTEGUI.**

El Jurado hace constar que asignó a esta tesis la clasificación de:

Asesor:

PROF. ANA GHANEM
Asesor Académico

Jurado:

PROF. HILDA MORALES
Jurado Principal

PROF. FRANCELIA ARAUJO
Jurado Principal

PUERTO LA CRUZ, MAYO DE 2010

RESOLUCIÓN

De Acuerdo Al Artículo 41 Del Reglamento De Trabajos De Grado: “Los Trabajos Son Propiedad Exclusiva De La Universidad Y Solo Podrán Ser Utilizados A Otros Fines Con El Consentimiento Del Consejo De Núcleo Respectivo, Quien Lo Participara Al Consejo Universitario”.

DEDICATORIA

Gracias a todas las personas que formaron parte de mi crecimiento, formación y el logro de esta gran meta, que es una de las más importantes de las que se presentaran a lo largo de mi vida, pero en especial quiero dedicárselo con mucha alegría:

A mi Abuelo **José Fernández**, por ser el eslabón y la fuerza que me impulso desde muy pequeña a lograr esta meta, por guiarme desde niña en el mundo del estudio, cada segundo de mi carrera es para usted. Aquí esta gracias a Dios a mi lado, como se lo prometí hace muchos años, verme graduar, te quiero mucho mi abuelito lindo.

A mi papá **Frank Fernández** y a mi mamá **Carmen Vilés**, por todos sus consejos, por apoyarme en cada etapa de mi vida y por todo el amor y comprensión que han hecho formarme como persona. Todos los días doy gracias por tenerlos como padres y mejores amigos, los amo con todo mi corazón.

A mi hermana **Andrea Fernández**, por su apoyo en los momentos que lo necesitaba, por estar allí. Gracias por tomarme como tu ejemplo a seguir y te deseo todo lo mejor en esta etapa que yo culmino y tu inicias.

A mi amigo y compañero **Paolino Di Domenico**, por el voto de confianza para ser compañeros de tesis, por ser el mejor todo este tiempo, todos tus consejos, tus chistes, tu apoyo, comprensión incondicional, por cada momento que pasamos y superamos juntos, te quiero muchísimo.

A mis compañeros **Mao, Daya, Vicente, Victor, Roxi, Magel, Rafa, Ronald,**

Dedicatoria

Caro y Natalia todos seres ejemplares y admirables, comenzamos juntos esta carrera y terminamos juntos, gracias por todo el apoyo, los días de estudio, de diversión y trasnochos, cada uno de ustedes son lo máximo. Y a todos mis otros compañeros que estuvieron allí, gracias y éxitos.

A todos mis familiares y amigos que siempre estuvieron allí apoyándome en todo momento y que de alguna forma u otra colocaron su granito de arena en la elaboración de esta tesis, estaré toda la vida agradecida, mil gracias.

Natasja H. Fernández V.

Esta tesis va dedicada en primera instancia a Dios Padre por brindarme la fortaleza y guiarme por el camino de la luz que me ha llevado alcanzar esta meta de forma satisfactoria.

A mis padres **Paolo Di Domenico** y **María Conchita de Di Domenico** por darme todo lo que soy como persona, brindándome todo su apoyo, amor y sabios consejos, enseñándome a no flaquear ante las adversidades de la vida, mostrando un mejor rostro en pro a la solución de los problemas.

A mis hermanos **Patricia Di Domenico**, **Maximiliano Di Domenico** y **Mario Di Domenico** por ser una excelente influencia, acompañándome a lo largo de mi vida y ayudándome a crecer como futuro profesional.

A mi compañera y amiga **Natasja Fernández** por ser una persona compuesta de muchas virtudes y ser un ejemplo a seguir por su espíritu emprendedor y aun mas importante por la forma en que infundio en mi la visión y proyección de hacer las

Dedicatoria

cosas como todo un profesional. Te agradezco mucho toda tu paciencia y atención, te quiero mucho taja.

A mis amigos Daya, Vicente y Mao por ser el mejor ejemplo de la amistad y por acompañarme y apoyarme en todo momento a lo largo de la carrera. Con ustedes aprendí el verdadero concepto y el valor de la hermandad, y siempre disfruto y disfrutare de cada momento con ustedes porque son más que mis amigos son como mis hermanos. Siempre estaré agradecido de contar con personas tan incondicionales como ustedes y espero que a lo largo de este arduo caminar no nos perdamos de vista y siempre contarán con mi persona ante cualquier circunstancia que nos proponga la vida por mas difícil que sea, porque para mí el problema de alguno de nosotros se resume en solucionarlo en conjunto. Los quiero mucho y que dios los bendiga siempre.

A todos mis amigos por ser mis compañeros de batallas en nuestro segundo hogar, por todos aquellos momentos buenos y no tan buenos que vivimos juntos como las salidas, estudiadas maratónicas, las respectivas tanto de placer como las académicas. Es por ello que será muy grato para mi recordar: **Roxibel Birbe, Dayana Ramirez, Maria Olimpia Rodriguez, Juan Vicente, Victor Lapadula, Carolina Abalos, Natalia Pastrán y Rafael Millán** entre otros, siempre estarán presente en mi y espero encontrarme con ustedes a lo largo de esta ardua vida de profesional, gracias por ser como son se les quiere.

Paolino Di Domenico.

AGRADECIMIENTOS

Primeramente a **Dios** por conducir y acompañarnos en nuestros caminos y llegar a esta gran meta (ser profesionales).

A nuestros **Familiares** que son la fortaleza de cada una, pero en especial a nuestros padres y hermanos, porque nos han inculcado los valores que nos identifican como persona y por cada palabra de aliento y empuje en los momentos necesarios.

A todo el personal técnico y administrativo de la hidrológica **HIDROCARIBE**, **el Ministerio del Ambiente, el CITO y a los entes competentes de la localidad de Santa Clara;** por colaborar con nosotros, suministrando toda la información referente al tema que poseían en sus diferentes departamentos.

A los ingenieros **Omellva Marcano, Carolina Zamora, Roselis Brito, Claudia Andrade, Juan Vargas y Luis Martínez** por acompañarnos en el desarrollo de este trabajo de grado y aclarar cada interrogante que se nos presento (y eso que fueron bastantes) con tanta cordialidad y paciencia.

A la profesora **Ana Ghanem**, quien acepto amablemente ser nuestro asesor académico, brindándonos sabios consejos y por ser una excelente profesora.

A la **Universidad de Oriente**, personal administrativo del departamento de Ingeniería Civil y en especial a los profesores por contribuir en nuestro aprendizaje académico y de vida, ofreciéndonos lo más importante, la posibilidad de ser Ingenieros.

Y por supuesto, a **nuestros amigos** por toda su colaboración preocupación, ánimo y alegría en todo momento. ¡Los queremos!

Agradecimientos

Y por último, pero no menos importante, a cada persona que colaboró de alguna u otra manera para llevar este proyecto a feliz término.

¡A todos Mil Gracias!

Paolino y Natasja

RESUMEN

La localidad de Santa Clara ubicada en el Municipio José Gregorio Monagas, estado Anzoátegui, presenta serios problemas de abastecimiento de agua potable, donde el suministro a la población es escaso, la presentan pocas horas en la semana y el agua no posee un tratamiento previo para su consumo. Por tal razón, fue prioritario realizar un levantamiento de información en sitio, para conocer la topografía de los sectores, el suministro actual de agua potable y recolectar datos de cantidad y estilo de vida de los habitantes; Una vez obtenida la información se procedió a evaluar el sistema de abastecimiento, proyectando así una ampliación en la red compuesta de tuberías de 4", 6", 8" Y 10" de PVC y del sistema de almacenamiento, capaces de servir a la población futura estimada en 4002 Hab. para el año 2040; Esto con el apoyo del Software Watercad versión 8.0, a través del cual se simuló el sistema que hidráulicamente cumple con los parámetros establecidos en las Normas Sanitarias Venezolanas para este tipo de proyecto. Igualmente se plantearon diferentes propuestas y recomendaciones que garantizara el suministro constante de agua potable a todo el pueblo hasta el período de diseño establecido.

INDICE

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTOS	viii
RESUMEN	x
INDICE	xi
INDICE DE TABLAS	xx
INDICE DE FIGURAS	xxii
CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	26
1.1 GENERALIDADES	26
1.1.1 Ubicación Geográfica.	26
1.1.2 Hechos Históricos.	27
1.1.3 Aspectos Cartográficos.	28
1.1.3.1 Clima	28
1.1.3.2 Vegetación	30
1.1.3.3 Suelos	30
1.1.3.4 Geología	30
1.1.3.5 Relieve	31
1.1.3.6 Hidrografía	31
1.1.3.6.1 Fuentes Superficiales	31
1.1.3.6.2 Fuentes Subterráneas	32
1.1.4 Aspectos Socio-Económicos	37
1.1.4.1 Actividad Económica	37
1.1.4.2 Actividad Turística	37
1.1.5 Aspectos del desarrollo Urbano	37
1.1.5.1 Tendencia al Crecimiento.	40
1.1.6 Aspectos de Salud	41

1.1.7	Servicios Básicos	43
1.1.7.1	Acueducto	43
1.1.7.2	Cloacas	44
1.1.7.3	Electricidad	44
1.1.7.4	Vialidad	46
1.1.7.5	Teléfono	46
1.1.7.6	Drenaje	47
1.1.7.7	Transporte	47
1.1.7.8	Educación	47
1.1.7.9	Desechos Sólidos	48
1.1.7.10	Gas	49
1.2	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	49
1.3	OBJETIVOS	52
1.3.1	Objetivo General	52
1.3.2	Objetivos Específicos	52
	CAPITULO II. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	53
2.1	INTRODUCCIÓN.	53
2.2	ANTECEDENTES	54
2.3	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.	55
2.4	PRINCIPALES SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.	55
2.4.1	Sistema de Alimentación Directa.	55
2.4.2	Sistema de Distribución por Gravedad desde un Tanque Elevado.	56
2.4.3	Sistema de Distribución por Combinación de Estanque Bajo, Bomba de Elevación y Estanque Alto.	56
2.4.4	Sistema de Distribución con Equipo Hidroneumático.	56
2.5	COMPONENTES DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.	56

Índice

2.5.1	Fuentes de Agua.	56
2.5.2	Tomas.	57
2.5.3	Desarenador.	57
2.5.3.1	Componentes Principales de un Desarenador.	57
2.5.4	Obras de Aducción o Conducción.	58
2.5.5	Estanques de Almacenamiento.	58
2.5.5.1	Tipos de Estanques.	61
2.5.6	Obras de Distribución.	62
2.6	CONSUMO DE AGUA.	63
2.7	TIPOS DE CONSUMO.	64
2.8	PÉRDIDAS EN UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.	64
2.8.1	Causas de Pérdidas en el Sistema.	65
2.9	CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.	66
2.9.1	Período de Diseño.	66
2.9.1.1	Durabilidad o Vida Útil de las Instalaciones.	66
2.9.1.2	Facilidades de Construcción y Posibilidades de Ampliaciones o Sustituciones.	67
2.9.1.3	Tendencias de Crecimiento de la Población.	67
2.9.1.4	Posibilidades de Financiamiento y Rata de Interés.	68
2.9.1.5	Rango de Valores.	68
2.9.2	Población de Diseño.	70
2.9.2.1	Método Aritmético (Lineal).	70
2.9.2.2	Método Geométrico.	71
2.9.2.3	Método Logarítmico.	72
2.9.2.4	Métodos Estadísticos.	73
2.9.2.5	Método de las Densidades.	74

Índice

2.9.3	Variaciones Periódicas de los Consumos.	77
2.9.3.1	Consumo Medio Diario (Q_m):	78
2.9.3.2	El Consumo Máximo Diario (Q_{MD}).	78
2.9.3.3	El Consumo Máximo Horario (Q_{MH}).	79
2.9.3.4	Gasto de Incendio.	79
2.9.3.4.1	Almacenamiento de Agua para Combatir Incendios.	81
2.9.4	Selección de Tuberías.	82
2.9.5	Determinación de Diámetros para las Tuberías de Acueductos.	83
2.9.6	Chequeo de Sobrepresión por Golpe de Ariete.	85
2.9.7	Profundidades de Tuberías.	87
2.9.8	Pérdidas en Tuberías.	88
2.9.8.1	Pérdidas por Fricción.	89
2.9.8.2	Pérdidas Menores.	89
2.10	REDES DE DISTRIBUCIÓN.	90
2.10.1	Componentes de las Redes de Distribución.	90
2.10.2	Clasificación de Redes de Distribución.	91
2.10.3	Elementos Complementarios.	93
2.10.3.1	Válvulas.	93
2.10.3.1.1	Ubicación de las Válvulas.	94
2.10.3.1.2	Válvulas que se Emplean en los Sistemas de Abastecimiento.	94
2.10.3.2	Hidrantes.	97
2.10.3.3	Tanquillas Rompe Carga.	97
2.11	DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.	97
2.11.1	Velocidades en las Tuberías de la Red de Distribución.	99
2.11.2	Consideraciones Complementarias de Orden Práctico para el Diseño de las Redes de Distribución	100

Índice

2.11.3	Presiones y Diámetros Normalizados.	101
2.11.4	Especificaciones.	103
2.11.5	Selección del Tipo de Distribución.	105
2.12	POZOS	106
2.12.1	Acuíferos.	106
2.12.2	Características y Partes de un Pozo	107
2.12.3	Aforo de Pozos	111
2.12.4	Equipos de Extracción de Agua de Pozos	114
2.13	INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS PRELIMINARES.	116
2.13.1	Estudios Demográficos.	117
2.13.2	Estudios Topográficos.	117
2.13.3	Estudios Sanitarios de la Hoya y Calidad del Agua.	117
2.13.4	Estudios Hidrológicos.	118
2.13.4.1	Determinación del Caudal de una Corriente.	119
2.13.4.2	Teoría de la Medición de la Descarga.	121
2.13.4.3	Cálculo de la Descarga.	122
2.13.5	Estudios Geológicos.	122
2.13.6	Estudios Misceláneos.	123
2.13.7	Estudio de Obras Existentes y Servicios Públicos.	123
2.14	SOFTWARE WATERCAD VERSION 8.0.	124
CAPITULO III.	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE	
ABASTECIMIENTO		127
3.1	GENERALIDADES	127
3.2	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE	127
3.2.1	Fuentes de Abastecimiento.	127
3.2.1.1	Fuente Superficial.	128
3.2.1.2	Fuente Subterránea.	134
3.2.2	Estaciones de Bombeo.	138
3.2.2.1	Fuente Superficial.	139

Índice

3.2.2.2	Pozos Subterráneos.	140
3.2.3	Línea de aducción Mapirito – Coporo – Estanque Elevado Bolivariano.	142
3.2.3.1	Aducción de Mapirito a Coporo.	143
3.2.3.2	Aducción Coporo al Estanque Elevado Bolivariano	145
3.2.3.3	Tuberías de Pozos Subterráneos	147
3.2.4	Estanques de Almacenamiento	148
3.2.4.1	Sistema de Tratamiento	151
3.2.5	Red de Distribución	152
3.2.5.1	Operación de Llaves	152
CAPITULO IV. MARCO METODOLÓGICO Y CÁLCULOS.		155
4.1	GENERALIDADES	155
4.2	ESTUDIOS PRELIMINARES.	155
4.2.1	Estimación de la Población Futura.	156
4.2.1.1	Métodos Empleados Para la Estimación de la Población Futura.	157
4.2.1.1.1	Método Aritmético (Lineal).	157
4.2.1.1.2	Método Geométrico.	157
4.2.1.1.3	Método Logarítmico.	158
4.2.1.2	Densidad Poblacional	158
4.2.2	Estimación de la Dotación.	159
4.2.2.1	Dotación por Habitantes.	159
4.2.3	Demanda Actual y Futura.	160
4.2.3.1	Consumo Medio Diario (Qmd).	160
4.2.3.2	Consumo Máximo Horario (Qmh).	161
4.2.3.3	Consumo Unitario (Qunit).	161
4.2.4	Levantamiento Topográfico.	162
4.2.5	Análisis de las Posibles Fuentes de Abastecimiento de Agua Potable.	163

Índice

4.2.5.1	Calidad del Agua.	164
4.2.5.2	Aforo de los Pozos.	165
4.2.5.3	Medición de la Sección Transversal del Morichal Mapirito.	165
4.2.5.4	Caudales Máximos y Mínimos del Morichal Mapirito.	166
4.2.5.5	Altura del Nivel del Agua en el Morichal Mapirito.	170
4.3	EVALUACIÓN Y DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.	171
4.3.1	Normas que se Consideraron para el Análisis de Resultados que Arrojo el Software Watercad.	172
4.3.2	Consideraciones del Generales.	172
4.4	EVALUACIÓN ACTUAL Y FUTURA DE LA CAPACIDAD DEL ESTANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.	175
4.4.1	Capacidad de Fuente de Abastecimiento.	175
4.4.2	Caudal de Bombeo (Qb)	176
4.4.3	Volumen de Incendio (Vi)	176
4.4.4	Volumen por Fluctuaciones de Consumo (Vfc)	176
4.4.5	Volumen por Interrupciones del Abastecimiento Matriz (Vint).	177
4.4.6	Capacidad del Estanque de Almacenamiento	177
4.5	APLICACIÓN DEL SOFTWARE WATERCAD.	177
4.5.1	Apertura del Programa	179
4.5.2	Configuración del Programa	182
4.5.3	Introducción de Datos	186
4.5.4	Simulación del Proyecto	190
4.6	ELABORACIÓN DE PLANOS DEL PROYECTO	194
4.7	ESTIMACIÓN DE COSTOS DEL PROYECTO	194
4.7.1	Cómputos Métricos	194
4.7.2	Análisis de Precios Unitarios y Presupuesto	195

Índice

CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.	196
5.1 GENERALIDADES.	196
5.2 DEMANDA DEL ACUEDUCTO	196
5.2.1 Métodos de Proyección para la Estimación de la Población Futura.	196
5.2.2 Población de Diseño.	196
5.2.3 Demanda Actual y Futura.	199
5.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	199
5.4 CAPACIDAD DEL ESTANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.	199
5.5 DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DE LA RED DE ACUEDUCTO.	200
5.6 ANÁLISIS DE LAS POSIBLES FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y ALTERNATIVAS DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.	204
5.6.1 Análisis de Muestras de Agua.	204
5.6.2 Aforo de Pozos.	209
5.6.3 Caudales Máximos y Mínimos del Morichal Mapirito.	214
5.6.4 Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito.	215
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	221
6.1 CONCLUSIONES.	221
6.2 RECOMENDACIONES	225
BIBLIOGRAFÍA	227
APÉNDICE A: INFORME FOTOGRÁFICO	¡Error! Marcador no definido.
APÉNDICE B: CONSUMO MEDIO POR TRAMOS Y NODOS	248
APÉNDICE C: ANÁLISIS HIDRAULICO	254
APÉNDICE D: ANÁLISIS DE LABORATORIO FÍSICO-QUÍMICOS DEL AGUA	269
APÉNDICE E: COMPUTOS MÉTRICOS	279

Índice

APÉNDICE F: ANÁLISIS Y PRECIOS UNITARIOS	349
APÉNDICE G: PRESUPUESTO	417
APÉNDICE H: PLANOS	421

INDICE DE TABLAS

Tabla	Título	Pág.
Tabla 1.1.	Características Climáticas de la Parroquia Santa Clara	29
Tabla 1.2.	Tipo de Techo	39
Tabla 1.3.	Tipo de Paredes	39
Tabla 1.4.	Tipo de Pisos	39
Tabla 1.5.	Morbilidad en la Población de Santa Clara año 2007.	42
Tabla 1.6.	Mortalidad en la Población de Santa Clara año 2007.	42
Tabla 2.1.	Tipos de Ciudades Según Densidades de Población.	75
Tabla 2.2.	Cálculo del Q_{MD} y Q_{MH} por Diversos Autores	79
Tabla 2.3.	Duración de Incendios según Q_i	81
Tabla 2.4.	Valor de Coeficiente “C” Hazen-Williams	84
Tabla 2.5.	Clasificación de las Tuberías de PVC Según la Presión.	85
Tabla 2.6.	Módulos de Elasticidad de los Materiales Usados en Tuberías.	87
Tabla 2.7.	Profundidades y Anchos de Zanjas Para Tuberías.	88
Tabla 2.8.	Diámetro de Válvula de Acuerdo con el Diámetro de Tubería.	93
Tabla 2.9.	Diámetro de la Ventosa Correspondiente al Diámetro de la Tubería.	95
Tabla 2.10.	Diámetro de la Purga Correspondiente al Diámetro de la Tubería.	96
Tabla 2.11.	Velocidades Máximas Según el Diámetro de la Tubería.	99
Tabla 2.12.	Presiones Mínimas en la Tubería de la Red.	102
Tabla 2.13.	Diámetros Recomendados para Pozos	109
Tabla 2.14.	Relación Producción-Capacidad de los pozos.	111
Tabla 2.15.	Factor de Corrección en el Método de la Parábola.	113
Tabla 3.1.	Ubicación de Pozos Según Coordenadas	135
Tabla 3.2.	Datos Generales de los Pozos	135
Tabla 3.3.	Resumen Operación de Válvulas	153

Índice de Tablas

Tabla 4.1. Fecha de los Muestreos Realizados a las Fuentes de Agua	164
Tabla 4.2. Resumen Informativo Sobre los Aforos Realizado a los Pozos	165
Tabla 4.3. Capacidad Requerido del Estanque	177
Tabla 5.1. Resultado de las Proyecciones de Población para Santa Clara	198
Tabla 5.2. Demanda de la Población Actual y Futura.	199
Tabla 5.3. Tramos Diseñados Para la Red de Distribución.	201
Tabla 5.4. Parámetros Excedidos para Aguas Tipo IA	205
Tabla 5.5. Aforo del Pozo Pilón N° 1.	210
Tabla 5.6. Aforo del Pozo Pilón N° 2.	211
Tabla 5.7. Aforo del Pozo Bolivariano.	213
Tabla 5.8. Producción Total de los Pozos.	214
Tabla 5.9. Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito para el Día 29/01/2010.	216
Tabla 5.10. Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito para el Día 30/01/2010.	217
Tabla 5.11. Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito para el Día 01/02/2010.	218
Tabla 5.12. Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito para el Día 02/02/2010.	219

INDICE DE FIGURAS

Figura	Título	Pág.
Figura 1.1.	Ubicación Relativa del Proyecto	26
Figura 1.2.	Estación Meteorológica de Santa Clara	29
Figura 1.3.	Ubicación de las Diferentes Fuentes Superficiales Cercanas a Santa Clara	33
Figura 1.4.	Distribución de la Población de Santa Clara	38
Figura 1.5.	Ejes de Desarrollo.	40
Figura 1.6.	Sistema Urbano de Ciudades.	41
Figura 1.7.	Servicio de Electricidad	45
Figura 1.8.	Frecuencia de Falla del Servicio de Electricidad	45
Figura 1.9.	Vialidad. (a) Calle Asfaltada, (b) Calle de Granzón.	46
Figura 1.10.	Antena de CANTV	47
Figura 1.11.	Instituciones Educativas. (a) Escuela Primaria y (b) Liceo Bolivariano	48
Figura 1.12.	Desechos Sólidos	48
Figura 2.1.	Curva de Variación Horaria.	59
Figura 2.2.	Curva de Consumos Acumulados.	60
Figura 2.3.	Componentes de un Sistema de Abastecimiento.	62
Figura 2.4.	Curva Típica de Variaciones Horarias del Consumo (INOS).	77
Figura 2.5.	Características Hidráulicas de un Pozo	111

Índice de Figuras

Figura 2.6. Método de la Parábola	113
Figura 2.7. Razón F/D en una Tubería	113
Figura 2.8. Correntómetro	121
Figura 3.1. Ubicación de las Fuentes Superficiales Cercanas a Santa Clara	129
Figura 3.2. Fuentes de Abastecimiento de Santa Clara	130
Figura 3.3. Ubicación del Dique-toma Coporo y el Morichal Mapirito en la Cuenca de la Qda. San Antonio	131
Figura 3.4. Morichal Mapirito. (a) Desarenador, (b) Estación de Bombeo.	132
Figura 3.5. Dique- Toma Coporo. (a) Estación de Bombeo, (b) Dique-Toma.	134
Figura 3.6. Pozo Bolivariano	136
Figura 3.7. Pozo Pílon N°1. (a) Estanque de Almacenamiento, (b) Caseta de Bombeo	137
Figura 3.8. Pozo Pílon N°1.	138
Figura 3.9. Equipo de Bombeo Mapirito. (a) Bomba y Motor, (b) Especificacion del Equipo.	140
Figura 3.10. Equipo de Bombeo Coporo. (a) Tanque de Gasoil, (b) Bomba y Motor.	140
Figura 3.11. Estación de Bombeo Pozo Pílon N°1. (a) Caseta de Bombeo, (b) Bombas.	141
Figura 3.12. Tableros Eléctricos. (a) Pozos Pílon N°2, (b) Pozo Pílon N°1	142
Figura 3.13. Esquema Línea de Aducción de Mapirito – Coporo – Estanque Elevado Bolivariano.	143
Figura 3.14. Tramo de la Tubería de Aducción de Mapirito a Coporo. (a) Vista Longitudinal, (b) Vista Transversal.	144
Figura 3.15. Aducción de Mapirito a Coporo. (a) Impulsión, (b) Llegada de la Aducción a Coporo.	145
Figura 3.16. Aducción de Coporo al Estanque Elevado Bolivariano. (a) Línea de Aducción, (b) Salida de la Tubería de Impulsión.	146

Índice de Figuras

Figura 3.17. Ventosas en la Aducción de Coporo al Estanque Elevado Bolivariano. (a) Ventosa N°1, (b) Ventosa N° 2.	146
Figura 3.18. Detalles del Pozo Pilón N° 2. (a) Estructura Externa, (b) Tubería de Descarga.	148
Figura 3.19. Estanques. (a) Estanque Elevado Bolivariano y Enterrado, (b) Estanque Semienterrado.	150
Figura 3.20. Adyacencia del Estanque Elevado Bolivariano.	150
Figura 3.21. Afueras de la Caseta de Cloración. (a) Tubería Hacia la Red de Distribución, (b) Sistema de Aplicación de Cloro.	151
Figura 3.22. Sistema de Cloración. (a) Conexión a la Tubería del Gas Cloro, (b) Bombona de Gas Cloro.	151
Figura 3.23. Distribución de las Llaves en la Red Actual de Santa Clara.	154
Figura 4.1. Punto de Referencia para el Calculo de la Velocidad.	168
Figura 4.2. Flotador para la Medición de la Velocidad.	168
Figura 4.3. Regla Graduada.	171
Figura 4.4. Distribución de las Tuberías Existentes y las Proyectadas.	174
Figura 4.5. Ventana Principal.	179
Figura 4.6. Menu “File”.	180
Figura 4.7. Selección de Archivos “Select File”.	181
Figura 4.8. Guardar Archivo “Save Drawing as”.	181
Figura 4.9. Archivos del WaterCAD 8.0	182
Figura 4.10. Barras de Herramientas	183
Figura 4.11. Propiedades del Proyecto “Project properties”	183
Figura 4.12. Opciones de Cálculo “Calculation Options”	184
Figura 4.13. Opciones “Options”	185
Figura 4.14. Patrones “Patterns”	186
Figura 4.15. Propiedades del Nodo “Properties - Junction”	187
Figura 4.16. Demanda del Nodo “Demands - Junction”	188
Figura 4.17. Propiedades de la Tubería “Properties - Pipe”	189

Índice de Figuras

Figura 4.18. Propiedades del Reservorio “Properties - Reservoir”	190
Figura 4.19. Resumen de Cálculo “Calculation Summary”	191
Figura 4.20. Menu de Tablas “Flex Tables”	192
Figura 4.21. Tabla de Nodos “Junction Table”	193
Figura 4.22. Tabla de Tuberías “Pipe Table”	193
Figura 5.1. Proyección de la Población Futura Para el Año 2040 de Santa Clara	197
Figura 5.2. Curvas de Isopresión en la Red de Distribución	203
Figura 5.3. Muestras de Agua.	207
Figura 5.4. Obras de Rehabilitación Pozo Pilón N°1. (a) Pozo Pilón N° 1 y (b) Nuevo Tablero Eléctrico.	211
Figura 5.5. Obras de Rehabilitación Pozo Pilón N°2. (a) Pozo Pilón N°2 y (b) Nuevo Tablero Eléctrico.	212
Figura 5.6. Obras de Rehabilitación Pozo Bolivariano. (a) Pozo Bolivariano y (b) Nuevo Tablero Eléctrico.	213
Figura 5.7. Condición del Morichal Mapirito. (a) Vista N°1 y (b) Vista N°2.	215
Figura 5.8. Variaciones de las Alturas del Nivel del Agua del Morichal Mapirito.	220

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

1.1.1 Ubicación Geográfica.

El estado Anzoátegui se encuentra ubicado en la región Nor-Oriental de país entre las coordenadas $07^{\circ}40'16''$, $10^{\circ}15'36''$ de latitud Norte y $64^{\circ}41'05''$, $65^{\circ}43'09''$ de latitud Oeste, con una superficie aproximada de 43.300 Km^2 , representando así un 4,75% del Territorio Nacional.



Figura 1.1. Ubicación Relativa del Proyecto

Se divide en veintiún (21) municipios, entre los cuales destaca el Municipio José Gregorio Monagas situado al sur-este del estado, cuya ubicación se puede observar con mayor claridad en la figura 1.1. Este municipio cuenta con una superficie de 9.176 km², altitud 198.67 msnm y temperatura 27 °C , en donde se localiza la población de Santa clara que es el sector en estudio, entre las coordenadas 940.388,245 Norte y 322.821,857 Este, el cual presenta una vía de acceso: La Vía de Pariaguán.

1.1.2 Hechos Históricos.

Antes que Mapire fuera municipio, para el año 1839 San Diego de Cabrutica era una Villa que comprendía los poblados de: San Diego, Zuata, Santa Clara, Uverito y Canasto (Agustín Codazzi).

En el año 1856, el senado de la República de Venezuela decreta que San Diego de Cabrutica sea cantón de esta área; siendo San Diego el poblado cabecera del territorio, comprendiendo las parroquias de San Diego, Arabí, Santa Clara, Guaicupa, Santa Cruz, Uverito, Canasto, Zuata y Mapire.

En el año 1873, Antonio Guzmán Blanco nombra al Cantón de San Diego como Departamento constituido por el mismo San Diego, Santa Clara, Santa Cruz de Onoto, Zuata, Mapire, Guaicupa y Uverito. En el año 1881, a este departamento se le nombra distrito cuyo nombre es José Tadeo Monagas, bajo el dominio del estado Bermudez, cuya cabecera siguió siendo San Diego de Cabrutica. En el año 1911, se le denomina Municipio; luego en el año 1951, se le denomina Distrito, cuya cabecera es Mapire, cuyos poblados son: San Diego de Cabrutica, Uverito, Zuata, Moitaco, Santa Cruz y el propio Mapire. A partir del año 1990 se convierte en Municipio con el nombre de José Gregorio Monagas y no Tadeo como se le denominaba antes [1].

Capítulo I. Introducción

El Municipio José Gregorio Monagas limita por el Norte con el Municipio Santa María de Ipire, Zaraza y Miranda; por el Sur limita con el Río Orinoco y Estado Bolívar, por el Este con el estado Bolívar y Municipio Miranda, por el Oeste con el Municipio Infante y Santa María de Ipire.

El Municipio José Gregorio Monagas a través de la historia ha ido evolucionando en su aspecto geográfico a sabianda que es uno de los municipios más apartados del estado Anzoátegui.

En el año 2001 contaba con una población de 14.347 personas entre varones y hembras, y esto a nivel de territorio, lo cual para hoy cuenta con 15.000 habitantes en toda la demografía del municipio [1].

1.1.3 Aspectos Cartográficos.

Entre los aspectos cartográficos descritos en la zona estudiada se destacan el clima, la vegetación, el tipo de suelo, la geología y el relieve.

1.1.3.1 Clima

La Parroquia de Santa Clara es considerada Zona Sub-Tropical, cálida y húmeda y sus condiciones climáticas se muestran en la Tabla 1.1.

Santa clara posee una estación meteorológica (Serial N° 3720), ubicada en la Latitud 08°30'21'' y Longitud 64°36'33'', cota 160 msnm (Ver figura 1.2) y se encuentra operando desde el año 1968, actualmente es operado por el Ministerio del Poder Popular para el Ambiente. Los eventos de precipitación registrados por la estación arrojaron una lluvia media anual de 70,2 mm.

Capítulo I. Introducción

La distribución mensual de las evaporaciones medias varían de acuerdo a la temperatura, donde para los meses de mayor temperatura (Marzo, Abril, Mayo, Octubre y Noviembre) se dan los valores más altos de evaporación y los valores menores para los meses donde la temperatura es baja (Desde Junio a Septiembre y Diciembre).

Tabla 1.1. Características Climáticas de la Parroquia Santa Clara

Parámetro	Valor Promedio Anual
Altura sobre el nivel del mar	198,67 m
Velocidad del Viento	9.6 km/h
Dirección prevaleciente del viento	Norte-Oeste
Temperatura del aire anual promedio	27 °C
Temperatura Mínima	15 °C
Temperatura Máxima	40 °C
Precipitaciones anuales	1024 mm
Evaporación	2250 mm
Humedad relativa máxima	90-100 %
Humedad promedio	66.60 %

Fuente: Información suministrada por el Ministerio del Poder Popular para el Ambiente proveniente de la estación meteorológica del aeropuerto de San Tome.



Figura 1.2. Estación Meteorológica de Santa Clara

1.1.3.2 Vegetación

Los suelos están cubiertos de forma natural por vegetación de sabana, constituida principalmente por género *Trachipogon* conocida por “paja peluda” y la comunidad de Morichales ubicados en el valle constituidos por un bosque denso y siempre verde, donde predominan los pastos y chaparrales.

1.1.3.3 Suelos

La población de Santa Clara, está forma parte de los llanos orientales que representan una de las grandes cuencas petrolíferas del país. Está constituida por suelos arenosos, ácidos, altamente erosionables, típicos del tipo de Formación geológica Mesa. Sobre esta formación se han desarrollado suelos de textura areno-francosa o franco-arcilla-arenosa, de una gran permeabilidad, baja fertilidad y en su mayor parte ácidos.

Se requiere la utilización de abonos ricos en fósforos con suplementos de microelementos (Mg, Zn, Mo, etc.). Como labores conservacionistas es conveniente la inclusión en los programas de rotación de cultivos, de gramíneas y leguminosas a fin de asegurar un mejoramiento de la estructura de la capa superficial del suelo y un buen aporte del Nitrógeno y Materia Orgánica [2].

1.1.3.4 Geología

La geología de esta zona está determinado en general por la formación Mesa, se adelgaza hacia el sur hasta espesores de 15 a 30 m, pero hacia el norte se ven separadas entre sí por farallones con desniveles hasta de 300 m.

Capítulo I. Introducción

En la zona se observan afloramientos de la formación Las Piedras, compuesta por arenas conglomeráticas rojas, que son estratificación cruzada con arcilla roja y marga, laminada y óxidos de Manganeseo [2].

1.1.3.5 Relieve

El relieve se puede presentar como disectado, suavemente ondulado o prácticamente plano, esto debido a las características de las formaciones Mesa [2].

1.1.3.6 Hidrografía

1.1.3.6.1 Fuentes Superficiales

En la mayoría de los ríos que drenan en la región central del Edo. Anzoátegui, se desarrollan los Morichales, los cuales representan parte importante del sistema ecológico de la Zona. Los morichales que se encuentran en esta zona del oriente del país presentan cursos permanentes de agua que la reciben mayormente a través de un proceso de infiltración profunda de gran parte del agua aportada por la lluvia anual, a través de los materiales porosos de las formaciones Mesa. Normalmente en períodos secos los ríos de los morichales presentan una menor descarga. Esto se origina por el tipo de relieve y conformación geodésica de las mesas que dominan al valle de los ríos de morichal [3].

Otros de los cursos de agua que drenan circundante a la zona de estudio, es la cuenca del río Pao (Área de la cuenca 2.430 km²) que tiene como afluentes los ríos El Atapirire, Hamaca, Algarrobo, Agua clara, Aribí, Castillito y Pariaguán, que desembocan finalmente en el río Orinoco. El afluente más cercano a la población de Santa Clara es el río Aribí. También entre otras de las quebradas cercanas a la zona tenemos la quebrada San Antonio, la quebrada Currucay y la quebrada Santa Clorita.

Igualmente tenemos los morichales Coporo y Mapirito que son la principal fuente de abastecimiento de Santa Clara. (Ver figura 1.3).

1.1.3.6.2 Fuentes Subterráneas

La Formación Mesa a la cual pertenece la población de Santa Clara, contiene los acuíferos más importantes de la región Nororiental. Generalmente se trata de varios acuíferos superpuestos y separados por capas impermeables, aunque mayormente intercomunicados entre sí formando un solo sistema hidráulico.

Estos acuíferos ocupan principalmente la formación Mesa (de edad Pleistoceno) y parte de las formaciones Las Piedras (de edad Mioceno- Plioceno), así como los aluviones recientes, las cuales se encuentran en los valles de los ríos principales y son de volumen reducido, excepto en la amplia planicie aluvional de las Llanuras Costeras de Monagas.

El orden de la magnitud de la contribución de los acuíferos en el caudal de los ríos mediante la descarga natural de los recursos renovables de las aguas subterráneas aumenta generalmente en dirección de la escorrentía, esos valores disminuyen al llegar las corrientes de los Llanos Orientales debido a su infiltración en los sedimentos permeables allí existentes.

Así mismo en las cuencas centrales y meridionales de los Llanos Orientales la lámina aumenta en dirección del flujo de los ríos, excepto en las cuencas de los ríos Caris, Guanipa y Tigre. Las cuencas cuya escorrentía se dirige hacia el Este, los valles no han sufrido una erosión tan violenta y los cursos de agua cortan gradualmente los sedimentos de la formación Mesa [2].

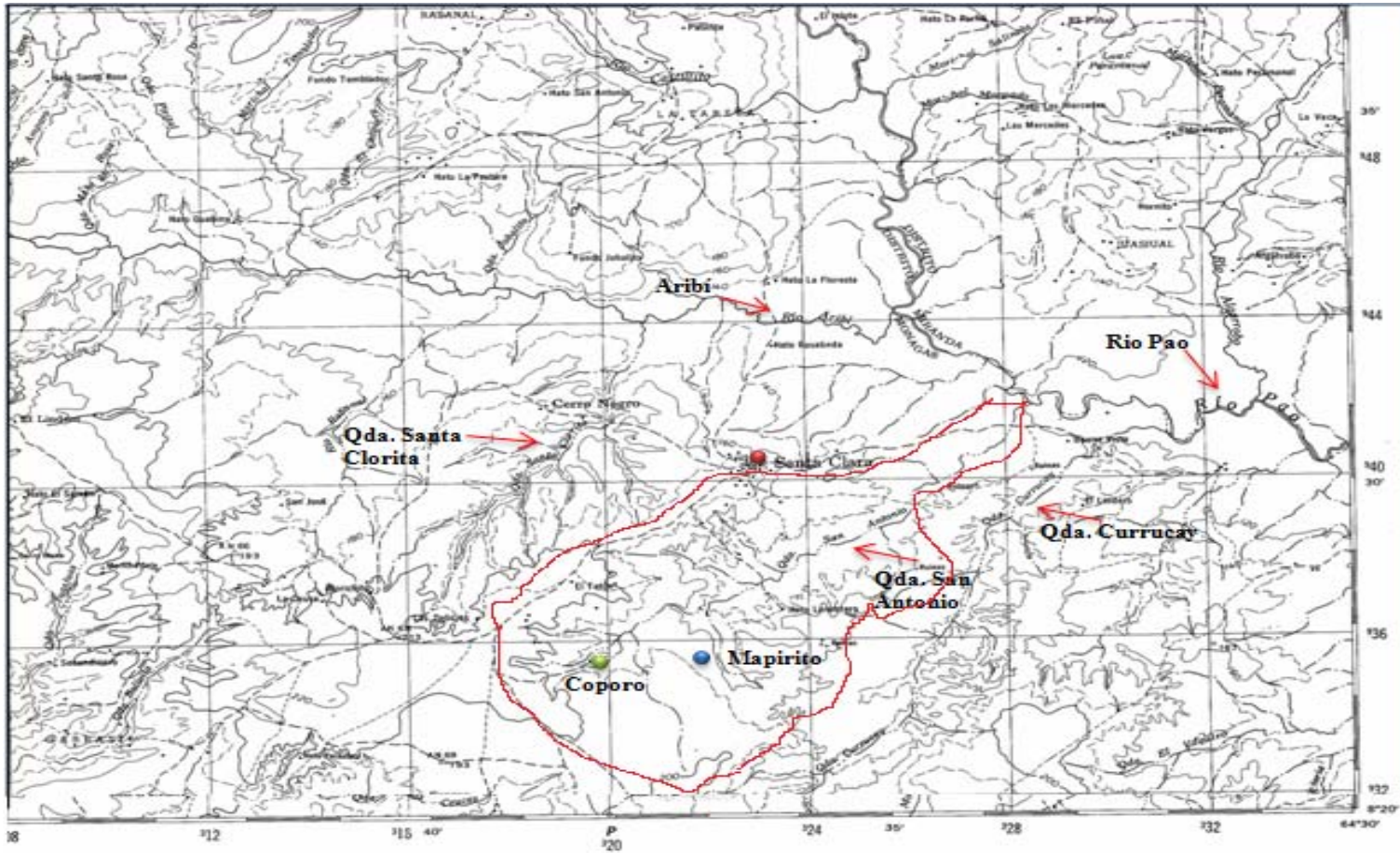


Figura 1.3. Ubicación de las Diferentes Fuentes Superficiales Cercanas a Santa Clara

Fuente: Dirección de Cartografía Nacional. Modificación propia.

Capítulo I. Introducción

Al llegar a los llanos orientales parte del volumen aportado por los acuíferos de la serranía, se vuelve a infiltrar principalmente en los sedimentos permeables de la formación Mesa así como también en los de las formaciones Las Piedras y en los aluviones recientes.

En el área de los llanos orientales, tomando como bordes sur y este al límite de afloramiento de la formación Mesa, o sea incluyendo alrededor de 41.000 Km, el orden de magnitud del recurso renovable de agua subterránea a un volumen anual de 5020×10^6 m³ y el orden de magnitud de las reservas explotables sin causar deterioro de las condiciones actuales llega a un volumen de 1250×10^6 m³. Estas reservas están almacenadas en acuíferos granulares generalizados que ocupan principalmente los sedimentos permeables de la formación Mesa.

La recarga proviene por una parte de la infiltración directa de las lluvias y por otra de la infiltración parcial de los cursos de agua que vienen de la Serranía del Interior, además de un supuesto flujo subterráneo lateral que tendría también su origen en la Serranía.

Los acuíferos de la formación Mesa pertenecen hidráulicamente a un solo sistema, por lo tanto están intercomunicados entre sí a pesar de ciertas heterogeneidades de sus sedimentos tanto en sentido horizontal como vertical y a pesar de su distribución en diferentes cuencas hidrográficas en la superficie del terreno.

La observación de las isolíneas de flujo, permite asumir que el sentido del drenaje subterráneo coincide con el del drenaje superficial, existe además un drenaje subterráneo lateral que permite el intercambio o flujo lateral entre las cuencas por

Capítulo I. Introducción

debajo de la divisoria hidrográfica, que probablemente engloba todo o casi todo el espacio ocupados por los sedimentos permeables de la formación Mesa.

Al sur una sub cuenca hidrogeológica de flujo de aguas superficiales y subterráneas, está dirigido hacia el río Orinoco, incluyendo las cuencas hidrográficas de los ríos Pao, Pino, Limo, Caris, La Peña, etc.

Considerando que el Estado Anzoátegui, gran parte del área de los Llanos Orientales pertenece a las cuencas altas de los ríos y que su desarrollo industrial y agropecuario podría traer como consecuencia el deterioro de las cuencas bajas situadas en el Estado Monagas, sería recomendable que un eventual polo de desarrollo en los Llanos Orientales del Estado Anzoátegui este situado en las cuencas bajas de los ríos La Peña, Caris, Limo, Pao, donde el drenaje superficial y subterráneo está orientado hacia el sur [4].

Llanos del Sur del Estado Anzoátegui. Corresponden a los llamados llanos de mesa. Representan más de 50 del área total del Estado Anzoátegui, se desarrollan sobre una superficie relativamente plana, ondulada localmente y entallada por valles de ríos que atraviesan la región.


Está constituida por un material aluvial (gravas, guijarros, y material arenoso) depositado en su mayor parte por el río Orinoco y los ríos que descienden de la serranía norteña durante el lapso correspondiente al inicio del Cuaternario (Pleistoceno Inferior).


Sobre esta formación se han desarrollado suelos de textura areno-francosa o franco-arcilla-arenosa, de una gran permeabilidad, baja fertilidad y en su mayor parte ácidos.


Capítulo I. Introducción

Se requiere la utilización de abonos ricos en fósforos con suplementos de microelementos (Mg, Zn, Mo, etc.). Como labores conservacionistas es conveniente la inclusión en los programas de rotación de cultivos, de gramíneas y leguminosas a fin de asegurar un mejoramiento de la estructura de la capa superficial del suelo y un buen aporte del Nitrógeno y Materia Orgánica.

A continuación citaremos los factores más importantes que limitan las posibilidades de riesgo de esta región:

 Características físicas de los suelos: este aspecto es la textura del suelo al parámetro físico más limitante: las texturas gruesas facilitan la percolación del agua y disminuyen la capacidad de retención de humedad.

 La velocidad del viento: generalmente superior a 12 Km/h. Por tales motivos el riesgo por aspersión es altamente cuestionado. Este factor contribuye además a aumentar la pérdida de agua por evaporación, lo cual es importante en la zona.

 Disponibilidad de agua: es bastante reducida; está representada por los diferentes estratos que atraviesan la formación Mesa. Estos ríos además de estar sus valles muy entallados sus gastos de estiaje son bastante reducidos.

En lo que se refiere a disponibilidades de aguas subterráneas se tienen indicios de la presencia acuíferos entre 100 y 150 m. de profundidad de los cuales se desconoce su importancia [4].

1.1.4 Aspectos Socio-Económicos

Los principales aspectos socio-económicos que presenta la población de Santa Clara son las actividades económicas.

1.1.4.1 Actividad Económica

Las actividades económicas que se desarrollan en el sector son: la agrícola con la siembra de maíz, arroz, plátano, yuca y ñame y por otro lado son recolectados los árboles frutales de mango, ciruela y merey; Este último es el único fruto comercializado.

También se encuentran la cría de vacas, gallinas y cochinos. Otro tipo de actividad desarrollada como comercio local es la fabricación artesanal de bloques de construcción y la venta en bodegas en toda el área.

1.1.4.2 Actividad Turística

En el sector no se desarrolla ninguna actividad turística.

1.1.5 Aspectos del Desarrollo Urbano

La localidad de Santa Clara, está comprendida principalmente por tres comunidades y sus respectivas Juntas Comunales denominadas: El Centro, Bolivariana e Indígena (Ver figura 1.4). En estos sectores predomina los tipos de viviendas rurales (Ver tablas 1.2, 1.3 y 1.4) construidas por los mismos pobladores, excepto algunas viviendas del sector Bolivariano cuya construcción ha sido realizada por los entes gubernamentales.

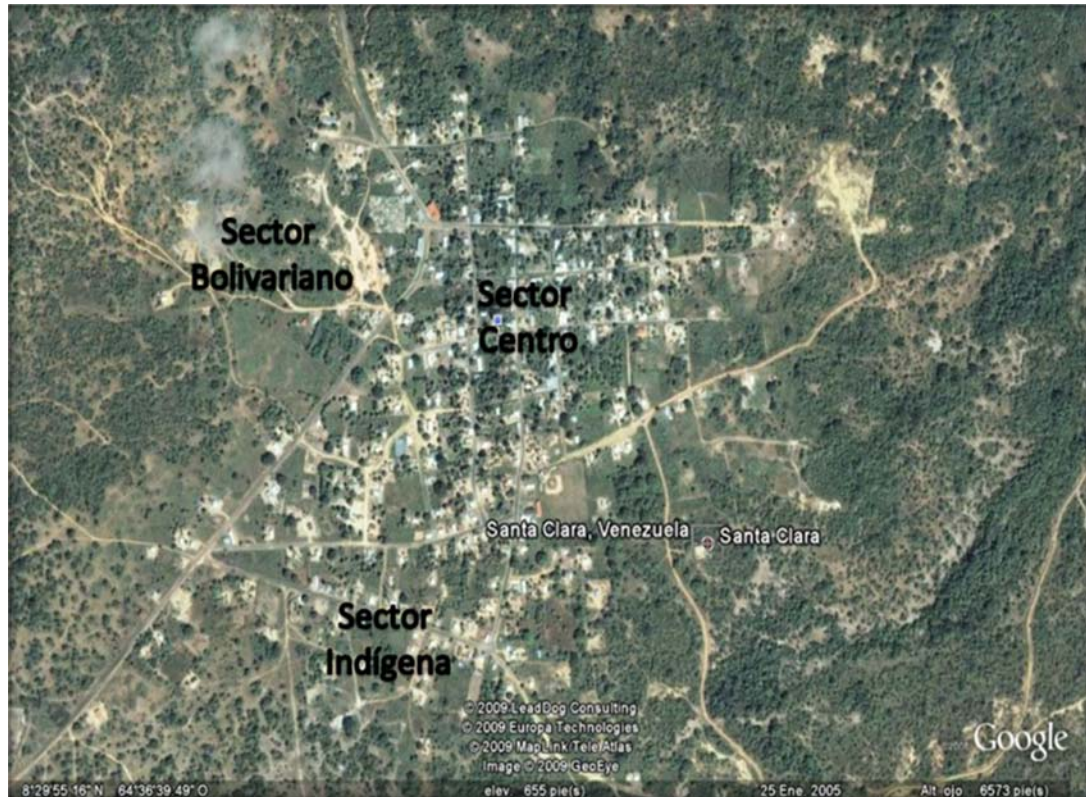


Figura 1.4. Distribución de la Población de Santa Clara

Fuente: [5]. Modificación propia.

La distribución espacial de esta población no posee ningún tipo de planificación urbanística, puesto que su crecimiento ha sido de manera desorganizada.

Actualmente existen dos instituciones educativas ubicadas una en el sector Centro y la otra ubicada en el sector Bolivariano, también cuenta con 2 canchas y un estadio como lugares de esparcimiento y los comercios que presentan son de tipo “Bodegas”, igualmente esta comunidad tiene 3 iglesias y un cementerio. En cuanto a los centros asistenciales presenta un ambulatorio en el sector Centro. Adicionalmente en cuanto a organismos públicos en el sector Centro se encuentra la jefatura y la casa cultural.

Capítulo I. Introducción

Tabla 1.2. Tipo de Techo

Tipo De Techo	N° de Viviendas Encuestadas	Relación en Porcentaje (%)
Zinc	59	59
Asbesto cemento	35	35
Platabanda	0	0
tejas	6	6

Fuente: Elaboración propia en función a los resultados de las encuestas aplicadas.

Tabla 1.3. Tipo de Paredes

Características Paredes	N° de Viviendas Encuestadas	Relación en Porcentaje (%)
Bloques	96	96
Zinc	3	3
Bahareque	1	1

Fuente: Elaboración propia en función a los resultados de las encuestas aplicadas.

Tabla 1.4. Tipo de Pisos

Características Pisos De Viviendas	N° de Viviendas Encuestadas	Relación en Porcentaje (%)
Cemento	90	90
Tierra	4	4
Cerámica	6	6

Fuente: Elaboración propia en función a los resultados de las encuestas aplicadas.

1.1.5.1 Tendencia al Crecimiento.

El crecimiento de esta población está limitado por la topografía de la zona, debido a su situación geográfica, ubicada en un paisaje de formación geológica Mesa (mesa disectada), el paisaje presenta farallones con desniveles hasta de 300 m, por lo que la tendencia de crecimiento de esta zona está fuertemente limitada hacia las zonas norte y noreste.

La tasa de crecimiento anual estimada para Santa Clara según el INE corresponde a 2,1 % como representativa del crecimiento vegetativo.

Entre los planes de desarrollo de la Nación que lleva a cabo el Gobierno Nacional para el eje Orinoco Apure, se tiene el “Proyecto Socialista Orinoco”, PDVSA 2.008, prevé para los próximos 11 años un incremento tanto en la actividad industrial como en la petrolera.(Ver Figura 1.5).



Figura 1.5. Ejes de Desarrollo.

Fuente: [6].

Capítulo I. Introducción

Santa Clara está incluida en Plan de Desarrollo Junin. (Ver Figura 1.6). Este asocia a un crecimiento adicional de la población por concepto de inmigración. Estos planes contemplan el incremento de la actividad petrolera, industrial y desarrollo de nuevos polos urbanísticos.



Figura 1.6. Sistema Urbano de Ciudades.

Fuente: [6].

1.1.6 Aspectos de Salud

En conversaciones con habitantes de la población de Santa Clara y con los empleados del ambulatorio en el mes de mayo del 2009 se recabó toda la información referente a la situación actual, al igual que los datos estadísticos correspondientes a morbilidad y mortalidad.

A continuación se muestran las 10 primeras causas de morbilidad en la población de Santa Clara para el año 2007:

Capítulo I. Introducción

Tabla 1.5. Morbilidad en la Población de Santa Clara año 2007.

Morbilidad	No. de Casos
Rinofaringitis < 5 años	251
Rinofaringitis > 5 años	270
Fiebre	191
Síndrome Viral	177
Cefalea	139
Diarreas < 1 años	24
Diarreas 1-4 años	32
Diarreas > 5 años	72
Amigdalitis	120
Faringitis Aguda < 5 años	34
Faringitis Aguda > 5 años	41
Asma < 10 años	36
Asma > 10 años	26
Otitis (externa, media y aguda)	54
Obesidad	44
TOTAL	1511

Fuente: Cartelera Informativa Ambulatorio de Santa Clara.

Tabla 1.6. Mortalidad en la Población de Santa Clara año 2007.

CAUSAS	FALLECIDOS
Enfermedades Cardiovasculares	3
Diabetes Mellitus	1
Andenocarcinoma Vesicular Biliar	1
Muerte Natural	1
TOTAL	6

Fuente: Cartelera Informativa Ambulatorio de Santa Clara.

Capítulo I. Introducción

Al igual que el resto de la comunidad de Santa Clara, el Ambulatorio no cuenta con un suministro de agua constante y peor aun este recinto ha permanecido hasta por 3 (tres) semanas consecutivas sin el servicio por lo que se les ha hecho cuesta arriba mantener activa sus diversas labores de rutina.

Aunado a esto, el ambulatorio no dispone de un cuerpo de médicos desde el mes de agosto situación que se torna muy preocupante para los vecinos que conforman esta comunidad.

1.1.7 Servicios Básicos

Los principales servicios básicos que se encuentran en la población son el acueducto, electricidad, vialidad, telefonía, transporte y gas; las tres últimas se presentan de manera irregular. La población no cuenta los servicios de cloacas, drenajes y disposición de los residuos sólidos.

1.1.7.1 Acueducto

El sistema actual que presenta la población esta totalmente deteriorado, debido a que los equipos estan obsoletos y en general necesitan ser reemplazados, la calidad del agua es inaceptable, las tuberías de impulsión no tienen capacidad para conducir el caudal actual y además se encuentra intervenida la tubería que va hacia el estanque por 37 tomas clandestinas. El sistemá de distribución tiene deficiencias en cuanto a la falta de válvulas de control, tuberías matrices y tanque de almacenamiento de poca capacidad.

En la comunidad de Santa Clara se realizaron una serie de entrevistas no estructuradas a los habitantes de los diversos sectores que conforman esta comunidad, el cual se les preguntó acerca de la problemática existente con respecto al suministro

Capítulo I. Introducción

de agua potable, como por ejemplo: si contaban con el servicio del agua de forma continua, cual era la apariencia del vital líquido, la frecuencia con que ellos contaban con el servicio y aun más importante se les pregunto si presentaban alguna reacción o efecto secundario por el consumo de la misma.

Todos los entrevistados pertenecientes a dicha comunidad alegan que el servicio de agua potable se encuentra en pésimo estado, que solamente reciben agua dos o tres días de los siete días de la semana, de los cuales solo les llega durante 30 minutos a la gran mayoría y que por lo general tratan de sobrellevar o solventar este problema con la adquisición de camiones cisternas porque de lo contrario no podrían llevar a cabo las actividades de primera necesidad. Por otro lado, la gran mayoría de ellos afirman que el agua muestra una apariencia turbia a simple vista, y que al bañarse cuando queda poca agua de la reserva sienten cierta sensación prurito después de tomar el baño, situación preocupante para los habitantes de dicha comunidad.

1.1.7.2 Cloacas

En relación con el sistema de recolección de aguas servidas, la población de los sectores, no cuenta con este servicio. Para la disposición de esta agua los habitantes han construido sépticos y letrinas.

1.1.7.3 Electricidad

La población de Santa Clara cuenta con sistema eléctrico es todo el sector, el cual está conformado por transformadores de 25 KVA, a simple vista mostraban buena apariencia y la mayoría de las calles contaban con su sistema de alumbrado. (Ver figura 1.7)

Capítulo I. Introducción



Figura 1.7. Servicio de Electricidad

Mediante entrevistas realizadas a la población se encontró que hay muchas calles donde los postes permanecen prendidos las 24 horas del día y esto ocasiona la disminución del tiempo de su vida útil, otros mencionaron que los bombillos son de muy poco voltaje y por consiguiente explotaban y por último ejerce influencia la falta de mantenimiento del sistema de alumbrado de los diversos sectores de la comunidad.

De las entrevistas realizadas se determinó que el 56% de las viviendas encuestadas afirma que las fallas en el sistema eléctrico perturba la calidad y el bienestar de esta Parroquia, el 32% opinó que es regular y el 12% manifestó que cuenta con un sistema óptimo o haber contado con un servicio eléctrico alto. (Ver figura 1.8).

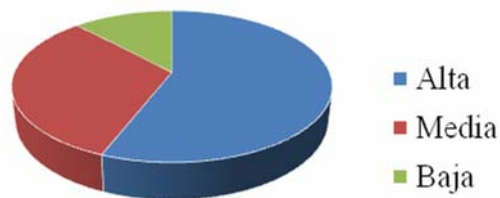


Figura 1.8. Frecuencia de Falla del Servicio de Electricidad

Fuente: Elaboración propia en función a los resultados de las encuestas aplicadas.

1.1.7.4 Vialidad

Con respecto al trazado vial, la población cuenta con solo una vía de acceso desde Pariaguán, la cual se encuentra asfaltada aunque presentando en ciertos tramos baches; por otra parte la vialidad asfaltada del sector se encuentra en buen estado pero hay algunos tramos secundarios que no están pavimentados. (Ver figura 1.9).

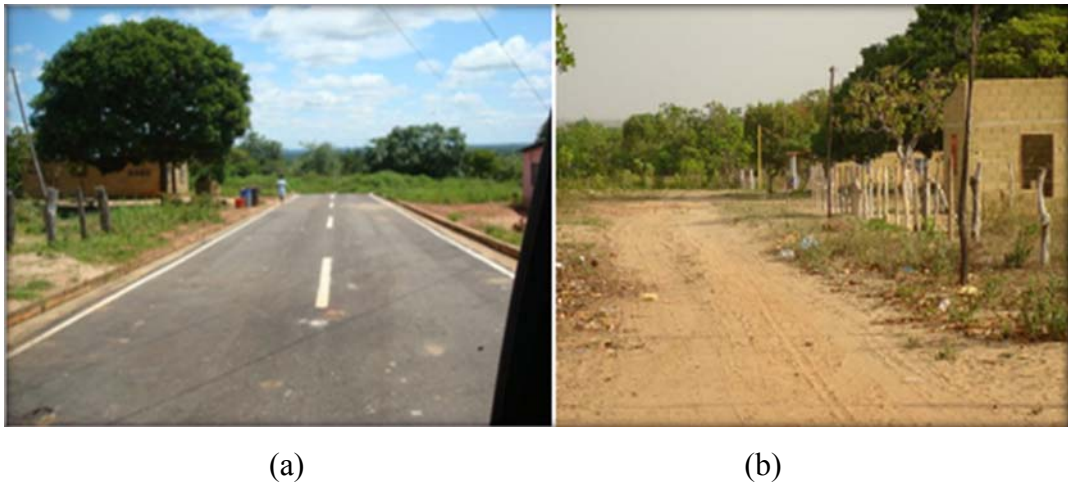


Figura 1.9. Vialidad. (a) Calle Asfaltada, (b) Calle de Granzón.

1.1.7.5 Teléfono

La compañía Nacional de Teléfonos Venezolanos (CANTV) no presta su servicio a esta población actualmente.

Hace unos meses esta compañía realizó la construcción y colocación de una antena ubicada en el sector el centro y el cableado pero que hasta los momentos no ha sido puesta en funcionamiento, por lo que la gran mayoría de los habitantes cuenta con los servicios de telefonía fija y móvil que ofrecen las empresas Movilnet, Movistar y Digitel. (fig. 1.10).



Figura 1.10. Antena de CANTV

1.1.7.6 Drenaje

La población de Santa Clara no cuenta con un sistema de drenaje de aguas de lluvia, por lo que todo el drenaje es superficial.

1.1.7.7 Transporte

Actualmente la población de Santa Clara no cuenta con un sistema de transporte establecido, siendo dificultoso y costoso el traslado de los pobladores a Pariaguán, que es la localidad más cercana.

1.1.7.8 Educación

En la actualidad las instituciones educativas están dispuestas de la siguiente manera: un plantel donde se imparte la educación primaria, el cual actualmente se encuentra en remodelación, ubicado en el sector Centro y un liceo Bolivariano ubicado en el sector Indígena, que lleva menos de un año de restaurado. (Fig. 1.11).

Capítulo I. Introducción



Figura 1.11. Instituciones Educativas. (a) Escuela Primaria y (b) Liceo Bolivariano

1.1.7.9 Desechos Sólidos

La población de Santa Clara no cuenta con un lugar planificado para la disposición de la basura, debido a esto cuentan con depósitos improvisados y no adecuados para la disposición de estos.

Los depósitos se ubican en la vía hacia el Guasey y subiendo por la calle el Taladro, al final de esta se encuentra el otro botadero. (Fig. 1.12).



Figura 1.12. Desechos Sólidos

Capítulo I. Introducción

El servicio de recolección de los desechos es realizado por una camioneta contratada por la Alcaldía o Consejo Comunal cada 8 días, por otra parte muchos de los pobladores hacen la recolección de los desperdicios y los queman.

1.1.7.10 Gas

Los habitantes de Santa Clara no cuentan con sistema de gas directo, por lo que se surten de gas mediante la compra de bombonas suministradas por un comerciante que las adquiere al mayor.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La zona suroeste del estado Anzoátegui se ha venido poblando sin ningún control ni planeamiento urbanístico por lo que sus servicios básicos han ido evolucionando de la manera menos conveniente para satisfacer las necesidades de los habitantes, como es el caso de la localidad de Santa Clara perteneciente al Municipio José Gregorio Monagas. Esta población nunca contó con alguna planificación previa, por lo que la red de distribución fue construida por sectores, y se ha ido modificando y ampliando a medida que se incrementaba la población, lo que hizo que sus mejoras en cuanto ampliaciones se dieran de forma momentánea y no permanente en el tiempo.

Hoy en día, esta comunidad cuenta con una problemática en el abastecimiento y calidad del agua; Por lo que es necesario buscar las soluciones óptimas que mejoren estos sistemas y así poder brindar un mejor servicio tanto a la comunidad, como para el desarrollo del país.

Desde hace más de 40 años aproximadamente esta población que a su vez se subdivide en tres comunidades con sus respectivas juntas comunales denominadas: El

Capítulo I. Introducción

Centro, Bolivariana e Indígena; cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable la cual principalmente proviene de una captación superficial sobre el Morichal Coporo, que recibe una recarga debido a que en la época de verano se seca, proveniente de un bombeo desde el Morichal Mapirito. Sin embargo recientemente la población cuenta con una fuente alterna de tres (3) pozos subterráneos ubicados en el pueblo, llamados pozo Pílon 1, pozo Pílon 2 y pozo Bolivariano.

Actualmente esta población es afectada por el escaso suministro de agua potable debido a muchas deficiencias del sistema que se enumeran a continuación:

La red de distribución consta de tuberías muy antiguas de 3 y 4 pulg. de diámetro de hierro fundido, las cuales algunas han sido sustituidas por tuberías de PVC. También cuenta con conexiones insuficientes y accesorios inapropiados distribuidos de mala manera.

Desde el Morichal Coporo sale una tubería de impulsión Ø 4” de HG, que después pasa a PVC en el mismo diámetro y va hasta el estanque de almacenamiento ubicado en el sector Bolivariano. La impulsión se encuentra intervenida por 37 tomas por los agricultores y los criadores de animales ubicadas en la ruta de la tubería, situación que disminuye las presiones y como consecuencia merma el caudal que debe llegar a Santa Clara.

El estanque existente cuenta con una capacidad menor a la requerida por los habitantes en la actualidad, lo que hace que el abastecimiento sea insuficiente para la comunidad, por consiguientes el despliegue de situaciones insalubres.

En cuanto a los pozos, no se tiene conocimiento exacto de sus características, ni de las aguas subterráneas del acuífero que los alimenta. Según información de los habitantes de este centro poblado, los pozos presentan fallas en su funcionamiento.

Capítulo I. Introducción

Dos de los pozos se encuentran en el sector Indígena desde los cuales se bombea el agua hasta un estanque semienterrado de 200.000 L de capacidad. El tercer pozo está ubicado en el sector Bolivariano, a 100 metros del estanque de almacenamiento. La bomba del pozo bombea hacia el estanque.

Esta comunidad no cuenta con plantas de tratamiento, para el agua de consumo humano, sino simplemente una cloración de esta que le da un mínimo margen de seguridad, trayendo como consecuencia ciertas enfermedades de origen hídrico.

Por ello es que se hace necesaria la revisión del sistema de abastecimiento de agua potable que surte a esta comunidad, para proponer una solución que solvente este problema de abastecimiento de agua, procurando garantizar el suministro de agua constante durante las 24 horas del día para satisfacer las necesidades de los habitantes de este sector, y evitar los problemas causados debido a la mala higiene y el almacenamiento de el vital líquido de manera inapropiada, previniendo la contracción de enfermedades de origen hídrico, brindando una mejor calidad de vida a esta comunidad que se encuentra en una incesante lucha con ese espíritu gallardo y esa voluntad inquebrantable de los aborígenes Venezolanos.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Elaborar una mejora en el sistema de abastecimiento de agua de la población de Santa Clara, del Municipio José Gregorio Monagas; Estado Anzoátegui.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Recopilar información sobre la situación actual del sistema de abastecimiento del sector en estudio.
2. Estudiar la población actual y futura.
3. Realizar el diagnóstico de la situación del servicio de agua potable.
4. Analizar las posibles fuentes de abastecimiento, y las alternativas de almacenamiento de agua potable.
5. Realizar el diseño y cálculo de la red de distribución.
6. Dibujar los planos correspondientes al diseño realizado.
7. Elaborar los cálculos métricos y presupuesto estimado, a base de análisis de precios unitarios.

CAPITULO II. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 INTRODUCCIÓN.

Un sistema de distribución de agua potable se crea o se amplia para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada, desde la fuente de suministro hasta los consumidores para usos domésticos, de riego, industriales y extinción de incendios. Al proyectarlos, se debe estimar la cantidad de agua potable que consumirá la comunidad, ya que se deben diseñar sus componentes del tamaño adecuado para cubrir las demandas del sistema de distribución de agua.

A partir del siglo XIX el crecimiento de la población en las zonas urbanas forzó a realizar obras de gran envergadura para el transporte y tratamiento de las aguas. En la actualidad los acueductos han evolucionado convirtiéndose en sistemas de abastecimiento de agua complejos, conformados por diversas estructuras.

Para el estudio y comprensión de un sistema de abastecimiento, es necesario conocer un conjunto de términos, definiciones y conceptos inherentes a la hidráulica de tuberías, para hacer un análisis objetivo y preciso, orientado a establecer criterios bien fundados para la evaluación de las condiciones que influyen en el sistema y su funcionamiento; en la elaboración de propuestas que permitan mejorar las dichas condiciones y por consiguiente el desempeño, permitiendo una mayor eficiencia en el rendimiento del mismo.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.2 ANTECEDENTES

A continuación se hace referencia algunos Trabajos de investigación que se han realizado en la Universidad de Oriente relacionados con esta área.

Para el año 2005, León y Salazar [7], enfatizaron su trabajo de grado en la población de Santa Inés y San Francisco de Macanao, titulado “Proyección del sistema de colectores de aguas residuales y de la ampliación de la red de distribución de agua potable de las poblaciones de Santa Ines y San Francisco de Macanao, Municipio Península de Macanao, Estado Nueva Esparta”, para la ejecución del trabajo llevó a cabo una recopilación de datos de varias instituciones nacionales, con el fin de diseñar un estudio para mejorar la red de distribución de agua potable y diseñar un servicio sanitario tan indispensable para la población como lo es la red de cloacas.

Para el año 2009, Andrade y Ortiz [8], diseñaron el sistema de abastecimiento de agua potable de los sectores: Barrio Polar- Hueco Dulce, el Eneal I y II, El mirador, La Islita y la Ceibita ubicado en el Municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui, usando como herramienta principal el Software Watercad 4.5. Todo esto se realizó con la finalidad de proporcionar a la población, una solución con respecto a la escasez de agua potable.

En el año 2007, Mimo y Ramírez [9], plantearon solventar el problema del servicio de agua potable del sector El Paraíso, ubicado en el Municipio Bruzual del Estado Anzoátegui, diseñando una nueva red de distribución para mejorar el servicio deficiente de tomas irregulares.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.3 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

Un sistema de abastecimiento de agua se proyecta para atender las necesidades de una comunidad durante un periodo determinado suministrándoles agua en forma continua y con presión suficiente, satisfaciendo así razones sanitarias, sociales, económicas y de confort, propiciando su desarrollo[10].

El tamaño del proyecto para distribución de agua suele estar basado en el consumo anual promedio por persona. En consecuencia, los pronósticos demográficos para el periodo que abarca el proyecto son de máxima importancia y deben hacerse con cuidado para tener la certeza de que los componentes del proyecto son del tamaño adecuado [11].

El sistema de abastecimiento de agua está 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. Por tanto, para su diseño es preciso conocer el comportamiento de los materiales bajo el punto de vista de su resistencia física a los esfuerzos y daños a que estarán expuestos, así como desde el punto de vista funcional su aprovechamiento y eficiencia, para ajustarlos a criterios económicos. [10]

2.4 PRINCIPALES SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

2.4.1 Sistema de Alimentación Directa.

El sistema de alimentación directa se utiliza cuando el abastecimiento de agua público es continuo y mantiene una presión mínima adecuada.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.4.2 Sistema de Distribución por Gravedad desde un Tanque Elevado.

El 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.

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

La 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.

2.4.4 Sistema de Distribución con Equipo Hidroneumático.

La 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.

2.5 COMPONENTES DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

2.5.1 Fuentes de Agua.

Básicamente las fuentes son recursos hídricos naturales de agua, como: ríos, lagos, mesas de agua e incluso mares, de los cuales se tomará el agua a ser suministrada a la población. En general, las fuentes de abastecimiento deben proveer agua en forma continua y en volúmenes tales que puedan satisfacer la demanda del sistema.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

De acuerdo a la forma de aprovechamiento, se consideran dos tipos principales de fuentes de agua: superficiales y subterráneas. Las primeras fuentes incluían solo las aguas dulces naturales, como lagos, ríos y arroyos, pero con la expansión demográfica y el aumento del uso de agua por persona en relación con estándares de vida más altos, deben tenerse también en cuenta la desalinización y el aprovechamiento de aguas de desechos o negras.

Para la determinación de la fuente es necesario realizar estudios hidrológicos, de manera tal de garantizar en base a estadísticas que el suministro será constante y eficiente. [12]

2.5.2 Tomas.

Pueden ser superficiales o subterráneas, sean de ríos, lagos, pozos, llevaran obras de captación adaptadas a las condiciones imperantes de esas masas de aguas. Estas tomas deben aportar a la aducción entre el 125% y 160% del consumo medio diario durante la vida útil de la obra. [11]

2.5.3 Desarenador.


Se colocan únicamente en tomas superficiales su función fundamental es separar las partículas más gruesas que entran por la toma, en caso de que la fuente en su estado de análisis no transporte arenas se podría omitir este desarenador; debe tener capacidad suficiente para el caudal que entra por la toma. [13]


2.5.3.1 Componentes Principales de un Desarenador.



Dispositivos de entrada y salida que aseguren una distribución uniforme de velocidades en la sección transversal.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

 Volumen útil del agua para la sedimentación de las partículas, con sección transversal suficiente para reducir la velocidad de flujo por debajo de un valor predeterminado, y con longitud adecuada para permitir el asentamiento de las partículas en su trayectoria.

 Volumen adicional en el fondo para almacenar las partículas removidas, durante el intervalo entre limpiezas.

 Dispositivo de limpieza y rebose. [14]


2.5.4 Obras de Aducción o Conducción.

Las aguas captadas deben en general, ser conducidas al sitio de consumo, para lo cual se requieren las líneas de aducción, pudiendo estas ser por gravedad, bombeo o al caso mixto (gravedad y bombeo), representadas en el terreno mediante canales abiertos o conductos a presión dependiendo de la topografía de la zona. La aducción comienza en la toma y termina en el tanque de almacenamiento, pudiéndose encontrar en este trayecto la planta de tratamiento.

2.5.5 Estanques de Almacenamiento.

Es el elemento intermedio entre la conducción y la red de distribución, generalmente antes de éste se encuentra la etapa de tratamiento, de su función depende en gran parte el que pueda proyectarse y ofrecerse un servicio continuo a la comunidad. Sus funciones son compensar las fluctuaciones de consumo, reservas para emergencias por incendios, provisión de reserva para cubrir interrupciones por daños en la aducción o en bombas y funcionamiento como parte integral del sistema

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

 **Compensar las Fluctuaciones del Consumo:** Una manera precisa de calcular el volumen para compensar las fluctuaciones del consumo durante el día sería obteniendo un diagrama de consumo para un día promedio como el que se muestra en la figura 2.1, y con este, elaborar una curva de consumos acumulados (Figura 2.2), teniendo que el volumen a almacenar es igual a la suma de las máximas ordenadas referente al consumo medio, que está representado por la pendiente entre el punto de inicio y el punto de culminación de la curva de los consumos acumulados.[12]

Cuando no se dispone de una curva aplicable al caso estudiado, el volumen de compensación para localidades pequeñas debe ser del 30 al 45% del consumo diario de diseño.[15]

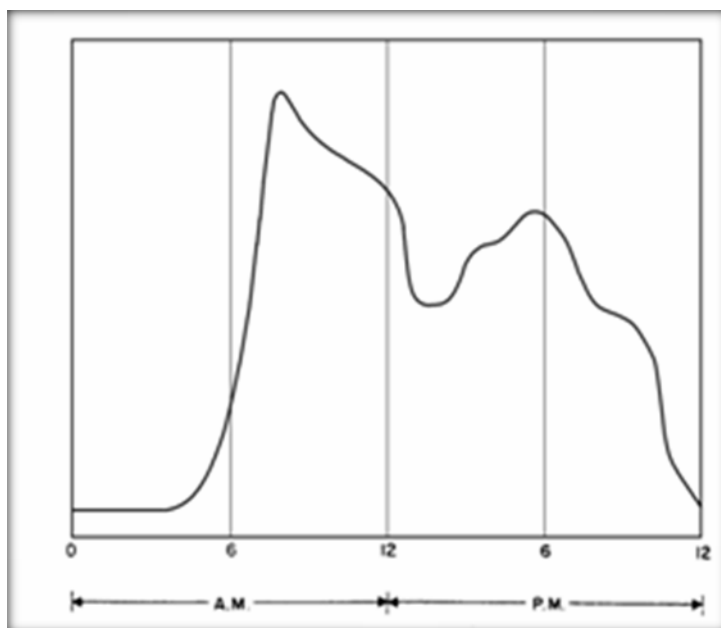


Figura 2.1. Curva de Variación Horaria.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

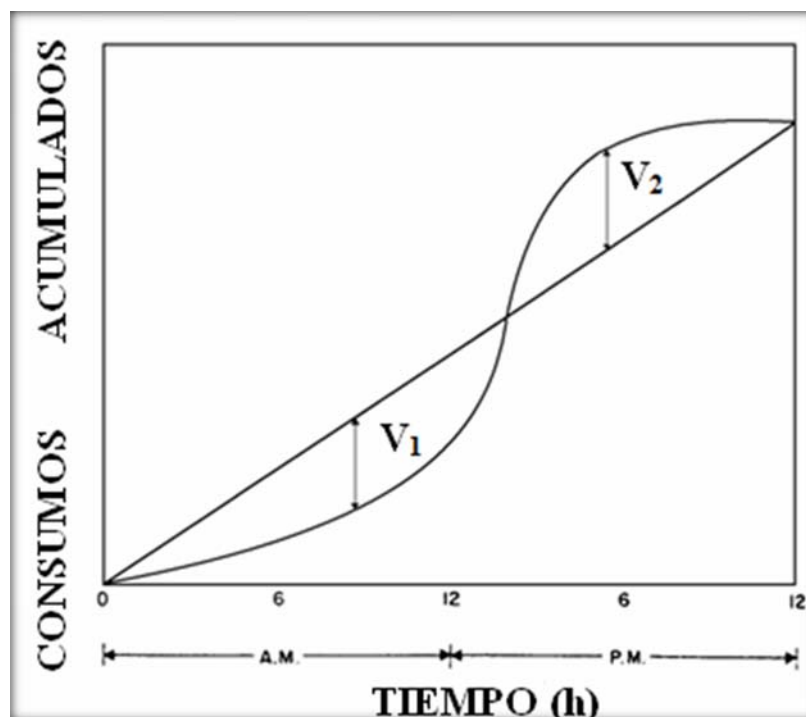




Figura 2.2. Curva de Consumos Acumulados.

 **Reserva para Emergencias por Incendios:** en redes de distribución se asignan gastos de incendios de 10, 16 ó 32 L/s. De acuerdo a la importancia y densidad de la zona a servir. Dicho gasto se supone puede ser requerido en cualquier instante y, por lo tanto, debe existir en el estanque de almacenamiento para atender contingencias de incendio durante un determinado lapso. La previsión de gasto de incendio para localidades pequeñas, no se justifica en la mayoría de los casos, por consiguiente, este volumen es cero. [15]


 **Provisión de Reserva para Cubrir Interrupciones por Daños en la Aducción o en Bombas:** 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 restablecer la conducción de agua

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

hasta el estanque. En tal caso, puede estimarse un período de interrupción de 4 horas y el gasto medio de consumo para la determinación de esa capacidad [12]. Por otro lado el MSAS [15] estipula lo siguiente

“El volumen de reserva para contingencias, depende principalmente de la fuente de abastecimiento de agua y de las características de las instalaciones entre la fuente y el estanque. Cuando el suministro de agua pueda considerarse seguro y continuo, en la cantidad prevista en el proyecto, se prescinde del volumen de reserva para contingencias, a fin de mantener bajo costo inicial del sistema”.

De acuerdo a lo anterior, el volumen total de tanque de almacenamiento será de 30 a 45% del consumo diario de diseño, salvo en aquellos casos en los cuales amerite un estudio para prever capacidad adicional para contingencias e incendios. [15]


 **Funcionamiento como Parte Integrante del Sistema:** en algunas ocasiones los estanques de almacenamiento sirven de almacenamiento parcial y de tanquilla de bombeo o de rebombeo a otras redes más altas, simultáneamente a su condición de servicio para una red baja. En esas condiciones debe darse consideraciones especiales para la determinación de la capacidad [10].


2.5.5.1 Tipos de Estanques.

Dependiendo de las condiciones en cada caso del proyecto, los estanques podrán ser enterrados o superficiales, generalmente de concreto armado o post-tensado y elevados, cuya fabricación se utilizan con frecuencia láminas de acero. [14]

Según su localización, los estanques se pueden clasificar en dos tipos: de distribución y de compensación.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

 **Estanque de Distribución:** Se tendrá un estanque de distribución cuando el agua llegue a éste antes de llegar a la población.

 **Estanque de Compensación:** Este tipo de estanques se sitúa en el extremo opuesto de la entrada de agua a la red de distribución. Cuando el consumo es nulo la totalidad del agua llega al estanque de compensación a través de la red de distribución. Cuando el consumo iguala al suministro, no entra ni sale agua del estanque, y cuando el consumo es mayor que el suministro, la población será surtida tanto por la línea directa como por el tanque de compensación. [10]

2.5.6 Obras de Distribución.

Consiste en llevar el agua a los diferentes sectores de la comunidad, para lo cual se requiere un sistema de conductos a presión que tengan la capacidad necesaria para suministrar cantidades suficientes y dentro de ciertas normas estipuladas para cada zona en particular (Ver figura 2.3). [13]















Figura 2.3. Componentes de un Sistema de Abastecimiento.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.6 CONSUMO DE AGUA.

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

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


-  Clima.
-  Nivel de vida de la población.
-  Sistema de provisión y cobranza (servicio medio o no).
-  Costumbre de la población.
-  Calidad de agua suministrada.
-  Costo del agua (tarifa).
-  Presión en la red de distribución.
-  Consumo comercial.
-  Consumo industrial.
-  Consumo público.
-  Pérdida en el sistema.
-  Existencia de red de alcantarillado, entre otros.


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


Capítulo II. Fundamentos Teóricos


2.7 TIPOS DE CONSUMO.


En el abastecimiento de una localidad, deben ser consideradas varias formas de consumo de agua, que se pueden clasificar de la siguiente manera:


 **Uso Doméstico:** Constituido por descarga del escusado, aseo corporal, cocina, bebida, lavado de ropa, riego de jardines y patios, limpiezas en general, lavado de automóviles y aire acondicionado, entre otros.

 **Uso Comercial:** Está compuesto por tiendas, bares, restaurantes, estaciones de servicios y otros.

 **Uso Industrial:** Constituido por agua como materia prima, agua consumida en procesamiento industrial, agua utilizada para congelación, agua necesarias para las instalaciones sanitarias, comedores, etc.

 **Uso Público:** Compuesto por limpiezas de vías públicas, riegos de jardines públicos, fuentes y bebederos, limpieza de la red de alcantarillados sanitarios y la galería de aguas pluviales, edificios públicos, piscina públicas y recreo y otros.

 **Usos Especiales:** Están constituidos por instalaciones deportivas, ferrocarriles y autobuses, puertos y aeropuertos, estaciones terminales de ómnibus.


 **Pérdida y Desperdicios:** Es motivado pérdidas en el conducto, pérdidas en la depuración, pérdidas en la red de distribución, pérdidas domiciliarias, desperdicios.[16]


2.8 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.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos


2.8.1 Causas de Pérdidas en el Sistema.


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

 **Evaporación y Desbordamiento de Tanques:** En la etapa de almacenamiento de agua potable, se puede perder una gran cantidad de agua por evaporación en tanques abiertos, o derrames producto de una mala operación o falta de control en el sistema.

 **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 está legalmente empotrada al acueducto pero su aporte es incompleto.

 **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.

 **Uso no Medido:** En una comunidad existen ciertos usos necesarios que no se miden, entre ellos se encuentran [14]:

1. Combate de incendio.
2. Lavado de redes
3. Uso del sector público.
4. Lavado de calles.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.9 CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.

En el diseño o evaluación de sistemas de agua potable existen ciertos parámetros, condiciones y normas a seguir para lograr sistemas eficientes y cuyas implicaciones económicas sean las más factibles, tanto para quienes proveerán del servicio a las poblaciones, como a los mismos pobladores en la percepción y el aprovechamiento del servicio.

2.9.1 Período de Diseño.

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

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

2.9.1.1 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

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

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 períodos de diseño uniformes.

2.9.1.2 Facilidades de Construcción y Posibilidades de 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 facilidad de su construcción (costos) que inducirán a mayores o menores períodos de inversiones nuevas, para atender las demandas que el crecimiento poblacional obliga.

2.9.1.3 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.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Esto 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.

2.9.1.4 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).

2.9.1.5 Rango de Valores.

A continuación se indican algunos rangos de valores de periodos de diseños asignados a los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos



Fuentes Superficiales:

1. Sin regulación: de 20 a 30 años.
2. Con regulación: de 20 a 30 años.



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).



Obras de Captación: Se podrán utilizar períodos de diseño entre 20 y 40 años.

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



Estaciones de Bombeo:

1. Bombas y motores: 10 y 15 años.
2. Instalaciones y edificios: 20 y 25 años.



Líneas de Aducción: Tiene un período de diseño aconsejable entre 20 y 40 años.



Plantas de Tratamiento: Presentan periodos de diseño de 10 a 15 años.




Estanques de Almacenamiento:

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

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

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

 **Redes de Distribución:** 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. [10]

2.9.2 Población de Diseño.

La determinación del número de habitantes para los cuales ha de diseñarse el acueducto es un parámetro básico en el cálculo del caudal de diseño para la comunidad. Con el fin de poder determinar la población futura es necesario estudiar las características sociales, culturales y económicas de sus habitantes en el pasado y en el presente, y hacer predicciones sobre su futuro desarrollo, especialmente en lo concerniente a turismo y desarrollo industrial y comercial. La base de cualquier tipo de proyección son los censos.

Debido a factores imprevisibles, una población no puede ser extrapolada con seguridad a más de 20 años, pues durante periodos más largos, podrían ocurrir fenómenos de crecimiento que distorsionen en alto grado la magnitud del proyecto que se vaya a adoptar.

Existen varias metodologías para la proyección de población entre las cuales se describirán las principales.

2.9.2.1 Método Aritmético (Lineal).

El método de proyección lineal es un método completamente teórico y rara vez se da el caso de que una población presente este tipo de crecimiento. Consiste

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

esencialmente en agregar a la población actual del último censo, un número fijo de habitantes para cada período en el futuro, resultando, al hacer una representación gráfica, una línea recta. Se utiliza en aquellos casos, en que el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de ésta, como lo es en pequeñas comunidades, en especial rurales y en ciudades grandes con crecimiento muy estabilizado y que posean áreas de extensión futura casi nulas.

Dado por las fórmulas:

$$P_f = P_{uc} + K_a (T_f - T_{uc}) \quad (2.1)$$

$$K_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad (2.2)$$

Donde:

P_f = Población proyectada (habitantes).

P_{uc} = Población del último censo (habitantes).

K_a = Pendiente de la recta.

T_f = Año de la proyección.

T_{uc} = Año del último censo.

P_{ci} = Población del censo inicial (habitantes).

T_{ci} = Año del censo inicial.

2.9.2.2 Método Geométrico.

Algunas poblaciones crecen manteniendo un porcentaje uniforme igual al ocurrido en los pasados períodos y la representación gráfica sería una curva de interés compuesto.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Este método produce a veces resultados muy elevados, en especial en poblaciones comenzando a desarrollarse, ya que ellas tienden al principio a crecer rápidamente hasta que alcanzan su estabilización.

Dado por las fórmulas:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad (2.3)$$

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{T_{uc} - T_{ci}}} - 1 \quad (2.4)$$

Donde:

r = Tasa de crecimiento anual.

2.9.2.3 Método Logarítmico.

La mayoría de las poblaciones crecen a porcentaje decreciente a medida que tienden a alcanzar su estabilización. Si el crecimiento de la población es de tipo exponencial, la población se proyecta a partir de la siguiente ecuación:

Dado por las fórmulas:

$$\text{Ln}P_f = \text{Ln}P_{ci} + \bar{K}_g (T_f - T_{ci}) \quad (2.5)$$


$$K_g = \frac{\text{Ln}P_{cp} - \text{Ln}P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad (2.6)$$

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Donde el subíndice “cp” corresponde al censo posterior y el subíndice “ca” al censo anterior. La aplicación de este método requiere el conocimiento de por lo menos tres censos, ya que al evaluar un “K_g” promedio se requiere de un mínimo de dos valores de “K_g”.

2.9.2.4 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:

 **Línea Recta (regresión lineal):**

$$y = a + bx \quad (2.7)$$

 **Curva Exponencial (a > 0):**

$$y = ae^{bx} \quad (2.8)$$

 **Curva Logarítmica:**

$$y = a + b\text{Ln}(x) \quad (2.9)$$

 **Curva Potencial (a > 0):**

$$y = ax^b \quad (2.10)$$

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Donde:

a, b = Constantes [12].

2.9.2.5 Método de las Densidades.

Pasos a seguir para el cálculo del método de las densidades:

1º Paso: Generalmente se dibuja un plano en pequeña escala de la población y se señalan las diferentes zonas en colores distintos. Se usa el mismo color para las zonas del mismo tipo, pero se marcan con letras diferentes.

2º Paso: Las áreas se obtienen por procedimientos geométricos o con el planímetro. Las superficies deben expresarse en hectáreas. Las superficies de las calles se incluyen también para el cálculo de las áreas. La suma total de estas áreas representa la superficie de la ciudad que se tomará en cuenta en el proyecto.

3º Paso: Las densidades necesitan cierto criterio y experiencia acerca del lugar, sin embargo, se presentan dos maneras de enfocar el problema:

El Ministerio de Infraestructura (MINFRA), en la Dirección del Planeamiento Urbano de Caracas se encuentran 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.

En caso de no tener el plan rector, según listado de las series de publicaciones de la actualización del Plan nacional de Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos del Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables (MARNR) [17], las densidades brutas de población del área residencial y obrera se

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

pueden estimar por la tabla 2.1.

En zonas comerciales e industriales existe una recomendación de la Organización Mundial de la Salud (OMS), para países en vías de desarrollo que fija un área de 6 Ha para cada 1000 hab. en poblaciones pequeñas.

Tabla 2.1. Tipos de Ciudades Según Densidades de Población.

Tipo	Densidad bruta del agua residencial
Ciudad poco desarrollada	80 hab./ha
Ciudad con desarrollo medio	100 hab./ha
Ciudad desarrollada sin restricción de espacio	140 hab./ha
Ciudad desarrollada con alguna restricción de espacio	180 hab./ha
Caracas	220 hab./ha

Fuente: [12]

4° Paso: La población futura de cada zona es el producto de la cifra correspondiente al paso 2 y 3, es decir:

$$P = d * A \quad (2.11)$$

Donde:

P= Población, (hab.)

A= Área, (Ha)

d= Densidad de población, (hab./Ha)

En la práctica se encuentra necesario realizar ajustes o modificaciones a la cifras encontradas en el paso 3, para que la suma total en el paso 4 represente aproximadamente la población futura supuesta.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

5° Paso: El consumo normal medio (L/hab./día), requiere de un estudio cuidadoso de las condiciones de cada zona, éste puede resumirse en cuatro grupos básicos: consumo doméstico, comercial e industrial, público y consumo por pérdidas.

6° Paso: El consumo normal medio diario en litros por hectáreas (L/Ha/día), para cada zona, resulta del producto de la cifras correspondiente a los pasos tres y cinco.

7° Paso: Las fugas y las tomas clandestinas deben ser factores a considerar, se pueden estimar entre un 15 % y 20% en consumo total.

8° Paso: El consumo diario previsto (L/día/ Ha), la suma de las cifras de los pasos 6 y 7.

9° Paso: Los consumos medios totales diarios, que se proveerán para el proyecto, son los productos de las cifras correspondientes a los pasos 2 y 8. la suma total de las cifras del paso 9° representa el consumo medio total diario en litros. El cociente de esa suma por la población supuesta, es el consumo medio per capita.

10° Paso: El porcentaje de la superficie de la zona con respecto a la superficie total, no amerita explicación. La suma total de los porcentajes debe ser 100.

11° Paso: El porcentaje del consumo de cada zona con respecto al consumo medio total tampoco amerita explicación, y también la suma de los porcentajes debe ser 100. [14].

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.9.3 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 abastecimiento a las variaciones en los consumos de agua (figura 2.4) que ocurrirán para diferentes momentos durante el período de diseño previsto.

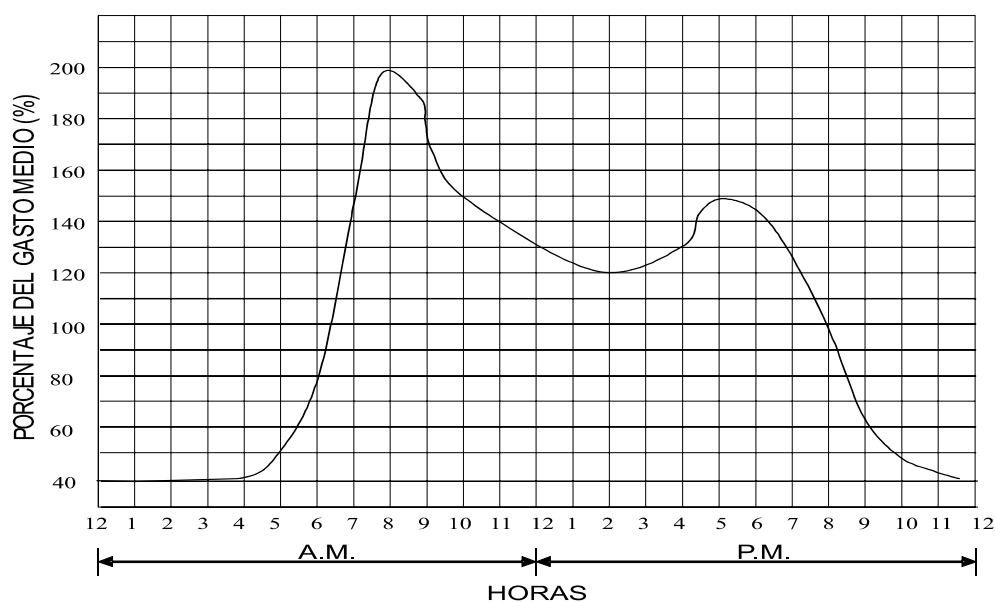


Figura 2.4. Curva Típica de Variaciones Horarias del Consumo (INOS).


Fuente: [18]


Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias. Estas variaciones pueden expresarse en función (%) del Consumo Medio (Q_m).


Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.9.3.1 Consumo Medio Diario (Q_m):

Puede ser obtenido de la siguiente manera:

 Como la sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.

 Como el resultado de una estimación de consumo per cápita para la población futura del período de diseño.

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

Se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_m = (\text{Dotación} * \text{Población}) / (86400) \quad (2.12)$$

Donde:

Q_m : (L/s.)

Dotación: (litros/personas/día)

Población: (Habitantes)

2.9.3.2 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.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.9.3.3 El Consumo Máximo Horario (Q_{MH}).

Se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo. [12]
En la tabla 2.2, se presentan el cálculo del QMD y QMH sugerido por diversos autores.

Tabla 2.2. Cálculo del Q_{MD} y Q_{MH} por Diversos Autores

Autor Caudal	Arocha (1997)	Rivas (1983)	INOS (1965)	MSAS (1989)
$Q_{MD}=K_1 \cdot Q_m$	$K_1=(1,2-1,6)$	$K_1=1,25$	$K_1=1,20$	$K_1=1,25$
$Q_{MH}=K_2 \cdot Q_m$	$K_2= (2-3)$	$K_2= 2,75-0,0075.X$ (1000Hab.<Pob.<10.000Hab.) 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: [12]

2.9.3.4 Gasto de Incendio.

Es un factor considerado en el diseño de algunos componentes del sistema de abastecimiento de agua, de acuerdo a la importancia relativa en el conjunto y de lo que esto puede significar para el conglomerado que sirve.

Se calculan según los siguientes casos: [16]

Capítulo II. Fundamentos Teóricos


 **En sectores comerciales e industriales, puede obtenerse con la formula:**


$$Q_I = 15\sqrt{X} \quad (2.13)$$

Donde:

X = Población en miles de habitantes.

Q_I = Gasto de Incendio requerido (L/s).

 **En Sectores Residenciales:** En Ciudades con una población menor a 5.000 habitantes debe ser posible considerar todo el gasto requerido por la fórmula 2.13, en cualquier punto del sector residencial, con la presión especificada en estas Normas.

 **En Ciudades Grandes:** El gasto de incendio dependerá del carácter y el congestionamiento de los edificios. En las secciones no muy densamente construidas y con edificios pequeños, el gasto contra incendio no debe ser menor de 32 L/s. En las secciones densamente construidas con edificios que no tengan más de tres pisos, el gasto no debe ser menor de 64 L/s.

En las áreas densamente pobladas, en las cuales el tamaño de los edificios se acerque a los hoteles o apartamentos, de más de tres pisos el gasto contra incendio no será menor de 96 L/s. Las presiones residenciales deben ser las especificadas en estas normas. [16]

La duración de los incendios debe suponerse según la tabla 2.3.


Capítulo II. Fundamentos Teóricos


Tabla 2.3. Duración de Incendios según Q_I

Gasto Requerido de Incendio (L/s)	Duración (hr)
Menor de 30	3
De 30 hasta 106	4
De 106 hasta 150	5
Mayor de 150	6

Fuente: [16]


2.9.3.4.1 Almacenamiento de Agua para Combatir Incendios.

 En ciudades con una población menor a 200.000 habitantes, se debe suponer que habrá solamente un incendio a la vez.


 Para ciudades con una población mayor de 200.000 habitantes, debe suponerse que mientras ocurre un incendio en el sector comercial e industrial a la rata de máxima demanda, habrá otro incendio en un sector residencial.


Este segundo incendio debe considerarse que ejerce una demanda de 32 L/s. La duración de cada incendio debe suponerse según la tabla 2.3. Estas demandas añadidas darán la capacidad requerida para el almacenamiento.

Es importante destacar que en muchos casos estos gastos de incendios resultan iguales o superiores al consumo medio de la población, ocasionando duplicación en las instalaciones, e inversiones injustificadas. A razón de respetar los lineamientos, también se puede seguir la Norma del M.S.A.S. [19] que dicta:

 Para zonas residenciales destinadas a viviendas unifamiliares, o bifamiliares aisladas, 10 L/s.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

 Para zonas residenciales destinadas a viviendas multifamiliares, comerciales o mixtas e industriales, 16 L/s para baja densidad y 32 L/s para alta densidad.

 La duración de los incendios se supondrá de cuatro (4) horas.

Según estudios de Rivas [14], solo en poblaciones por encima de 2000 habitantes, y en su zona central, se recomienda considerar la colocación de bocas de incendio. Estas no requieren suministrar más de 5 L/s., a una presión de 10 metros.

La duración del incendio se estimará en dos horas para efectos de almacenamiento.

2.9.4 Selección de Tuberías.

Cuando se conduce agua a presión es necesario usar conductos cerrados que soporten las presiones internas que se producen. La sección más conveniente para resistir esas presiones, además de presentar las mejores características hidráulicas es la de forma circular. Estas tuberías pueden ser construidas de diversos materiales, dependiendo de las presiones internas y externas a que puedan estar sometidas; de los costos y de las características físicas y químicas del suelo con el que estarán en contacto.

 **Presiones.**

Las clases de tubería a seleccionar estarán definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea, lo cual estará representado por la línea de carga estática.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

La mejor solución consistirá en determinar las longitudes correspondientes a cada clase de forma de aprovechar al máximo la de menor costo hasta su límite de aceptación. La presión que resista cada tubería vendrá determinada por el fabricante.



Material.

Se elige el tipo de material requerido por la naturaleza del terreno, condiciones topográficas o de utilización.

2.9.5 Determinación de Diámetros para las Tuberías de Acueductos.

Para el cálculo se utiliza la ecuación de Hazen-Williams:

$$h_f = \frac{10,675 \cdot Q^{1,852} \cdot L}{C^{1,852} \cdot \varphi^{4,8704}} \quad (2.14)$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga (m).

Q = Caudal de Diseño (m^3/s).

L = Longitud de la tubería (m).

C = Coeficiente de Fricción (Tabla 2.4).

φ = Diámetro de la tubería (m).

La pérdida de carga es la suma de las pérdidas por fricción más las pérdidas por accesorios (Ec. 2.21), aunque por lo general las pérdidas por accesorios se desprecian. También se recomienda chequear que la velocidad en la tubería este en el rango de la velocidad económica (1-2 m/s), la cual se puede calcular mediante la Ec. 2.15.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

$$V_{\text{tubería}} = \frac{Q}{\text{Área}_{\text{tubería}}} \quad (2.15)$$

Cabe destacar que el rango de la velocidad económica es aconsejable para un diseño bajo esa limitante, ya que el rango de las velocidades permitidas para evitar el desgaste en la tubería la determinara la resistencia de la misma. [12]

En la tabla 2.4 se presenta un resumen de loa materiales más utilizados para la fabricación de tuberías para acueductos, destacando que la de mayor uso actualmente es la de PVC.

Tabla 2.4. Valor de Coeficiente “C” Hazen-Williams

Material	Condición	Diámetro (Pulg)	C
Hierro Dulce	Nuevo	Todos	130
	5 años de edad	$d \geq 12$	120
		$8 \leq d \leq 10$	119
		$4 \leq d \leq 6$	118
	10 años de edad	$d \geq 24$	113
		$12 \leq d \leq 20$	111
		$4 \leq d \leq 10$	107
	20 años de edad	$d \geq 24$	100
$12 \leq d \leq 20$ $4 \leq d \leq 10$		96 89	
30 años de edad	$d \geq 30$	90	
	$16 \leq d \leq 24$ $4 \leq d \leq 14$	87 75	
40 años de edad	$d \geq 30$	83	
	$16 \leq d \leq 24$ $4 \leq d \leq 14$	80 64	
50 años de edad	$d \geq 40$	77	
	$24 \leq d \leq 36$	74	
	$4 \leq d \leq 20$	55	
Acero Soldado	Constante	$d \geq 12$	120
		$8 \leq d \leq 10$	119
		$4 \leq d \leq 6$	118
Acero Bridado	Constante	$d \geq 24$	113
		$12 \leq d \leq 20$	11
		$4 \leq d \leq 10$	107
Asbesto Cemento	Constante	Todos	140
PVC	Constante	Todos	150
Hierro Galvanizado	Constante	Todos	100

Fuente: [12]

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

En la tabla 2.5 se clasifican las tuberías de PVC, de acuerdo a la presión que resisten.

Tabla 2.5. Clasificación de las Tuberías de PVC Según la Presión.

Clase	Presión (kg/cm ²)	Presión (m)
AA	6	60
AB	10	100
AC	16	160
AD	25	250

Fuente: [12]

2.9.6 Chequeo de Sobrepresión por Golpe de Ariete.

El golpe de ariete es un fenómeno transitorio de exceso de presión, que se produce en las tuberías al cerrar o abrir una válvula y al poner en marcha o parar una bomba, o también al disminuir bruscamente el caudal. Este exceso momentáneo de presión puede determinarse por la fórmula:

$$\rho = 10,1 \cdot V_o \cdot \sqrt{\frac{K \cdot e \cdot E}{(E \cdot e) + (K \cdot d)}} \quad (2.16)$$

Donde:

ρ = Sobrepresión por Golpe de Ariete. (Kg/m²)

V_o = Velocidad de circulación (m/s).

K = Módulo de elasticidad del agua. (2,8x10⁸Kg/m²)

e = Espesor de la tubería. (m)

E = Módulo de elasticidad del material de la tubería. (Kg/m²). Tabla 2.5.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

D = Diámetro exterior de la tubería. (m)

ϕ = Diámetro interior de la tubería (m).

Q = Caudal (m³/s).

El Valor de V_o se calcula mediante la Ec. 2.17.

$$V_o = \frac{Q}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad (2.17)$$

La tubería estará expuesta en cualquier sitio a la carga total de presión más el exceso de presión provocado por golpe de ariete, de modo que la tubería debe tener una presión admisible mayor a la máxima que se pueda generar, según la siguiente expresión:

$$\rho_{\text{máxima}} = h_G + \rho \quad (2.18)$$

Donde:

$\rho_{\text{máxima}}$ = Presión Máxima que se pueda generar en la tubería. (m)

h_G = Carga Estática de la conducción. (m)

Para determinar la presión admisible de las tuberías de acero se usa la fórmula:

$$\rho_{\text{admissible-acero}} = \frac{2 * 35000 * e}{d} \quad (2.19)$$

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Donde las variables e y d , se colocan en pulgadas, y el presión obtenida será en lbf/pulg². Para comparar con presiones admisibles de tuberías de otro material, estas se obtienen por el catalogo que suministra el fabricante, según la tabla 2.6.

Tabla 2.6. Módulos de Elasticidad de los Materiales Usados en Tuberías.

Material	E (Kgf/m ²)
Acero (HG, AG)	$2,1 \times 10^{10}$
Hierro fundido (HF)	$6,0 \times 10^9$
Cobre	$1,3 \times 10^{10}$
Concreto armado (tubería)	$3,5 \times 10^9$
PVC	$2,6 \times 10^8$
PEAD	$2,0 \times 10^7$

Fuente: [19]

2.9.7 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 alejará 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.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

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 [19].

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 2.7.

Tabla 2.7. Profundidades y Anchos de Zanjas Para Tuberías.

Diámetro nominal tubería mm (Pulgadas)	Profundidad de la zanja (cm)	Ancho de la zanja (cm)
75 (3")	65	45
100 (4")	70	45
150 (6")	89	53
200 (8")	90	60
250 (10")	105	65
300 (12")	120	75

Fuente: [19]

2.9.8 Pérdidas en Tuberías.

La pérdida de carga representa la cantidad de energía usada cuando el agua se mueve desde un punto a otro a través de una tubería; o más simplemente, la pérdida

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

de carga representa un decrecimiento en la presión y siempre está referida en términos de metros de presión. Existen básicamente dos tipos de pérdida de cargas: Pérdidas por fricción y Pérdidas menores.

2.9.8.1 Pérdidas por Fricción.

Resultan del movimiento del agua por el interior de una tubería. Además de la Ec. 2.14, entre las fórmulas para determinar las pérdidas de energía en tubos bajo presión, se encuentra también la de Darcy-Weisbach, que permite evaluar propiamente los factores que afectan esas pérdidas, mediante graficación del factor F y del número de Reynolds.

$$h_f = F * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (2.20)$$

Donde:

F = Factor de fricción, sin dimensiones.

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

h_f = Pérdida por fricción (m).

D = Diámetro (m).

L = Longitud del tubo (m).

2.9.8.2 Pérdidas Menores.

Tienen su origen en los cambios de dirección de la corriente, en las contracciones, ensanchamientos, codos, diafragma, válvulas, entre otros; en general todos los accesorios de tuberías. Estos elementos producen una perturbación de la

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

corriente que origina remolinos y desprendimientos, que intensifican las pérdidas. La expresión generalizada de esta pérdida es [20]:

$$h = K * \frac{V^2}{2g} \quad (2.21)$$

Donde:

h = Pérdida de energía, en m.

K = Coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo. En el Anexo B, se aprecian estos valores.

$V^2/2g$ = La carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo en m.


2.10 REDES DE DISTRIBUCIÓN.


Son aquellas que permiten la conducción de agua a fin de garantizar el abastecimiento de las unidades componentes de la localidad abastecida, lugares de consumo como casas, industrias, edificios, etc.


2.10.1 Componentes de las Redes de Distribución.


Los componentes básicos de las redes de distribución son tuberías o conductos cerrados que permiten distribuir el agua bajo presión a los diversos puntos de consumo. Según Rivas [14], se pueden clasificar según su función de la siguiente manera:

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

 **Tubería Matriz (mayores de 400 mm):** Conducen el agua desde los tanques de almacenamiento o estaciones de bombeo o aducción a las tuberías arteriales. No se deberían hacer tomas sobre esta tubería sino sobre tuberías de distribución paralelas.

 **Tuberías Arteriales o Principales:** Suplen los gastos a los hidratantes y consumos en general.

 **Tuberías de Relleno:** Pueden hacer la misma función de las arteriales pero en general se utilizan para intercomunicar redes para formar mallas por lo cual generalmente son de diámetros menores que las arteriales. Deben tener diámetro suficiente para servir a los hidrantes y garantizar presiones mínimas.

 **Tuberías de Servicio:** Suplen el consumo desde las tuberías a los medidores comerciales instalados en la residencia o institución que reciba el servicio. En medio urbanos el $\varphi \geq 3/4''$, se puede aceptar en medios rurales hasta diámetros de $1/2''$. 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 17 m. 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 2 m.

2.10.2 Clasificación de Redes de Distribución.


Las redes de distribución se pueden clasificar, de acuerdo a distintos autores según la energía disponible y según su estructura.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

 Según la Energía Disponible:

Los sistemas de distribución se clasifican, atendiendo a la energía disponible para el transporte del agua en:

1. **Por Gravedad:** Cuando la fuente de abastecimiento esta a una elevación tal que suministra el agua bajo la acción misma de la gravedad.
2. **Por Bombeo con Almacenamiento:** En este sistema, la presión necesaria que debe suministrarse al liquido se obtiene mediante el uso de bombas y motores. El exceso de agua bombeada durante las horas de bajo consumo es almacenado para suplirla en las horas de máximo consumo.
3. **Por Bombeo sin Almacenamiento:** En 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 desperfecto de las unidades en servicio. [14]

 Según su estructura:

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:

1. **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. Se usa cuando la topografía impide la interconexión entre ramales.
2. **Mallado:** Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando mayas. Este tipo de red de distribución es el más conveniente y trata siempre de lograrse mediante la interconexión de las tuberías, a

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. [18]

3. **Mixto:** Este tipo de red posee tramos ramificados y mallas.

2.10.3 Elementos Complementarios.

2.10.3.1 Válvulas.

Son elementos que se colocan en las tuberías como auxiliares indispensables para la adecuada operación, mantenimiento y seguridad de los sistemas de conducción de los fluidos. Entre la gran variedad de obras hidráulicas, donde las válvulas encuentran aplicabilidad, se encuentran los acueductos. [21]

Se usaran válvulas de compuerta de doble disco. Las válvulas colocadas en las calles o subterráneos tendrán extremos de campana y serán de tipo varilla no ascendente. Los diámetros correspondientes de las mismas respecto al de la tubería se aprecian en la siguiente tabla:

Tabla 2.8. Diámetro de Válvula de Acuerdo con el Diámetro de Tubería.





Diámetro Nominal de la Tubería		Diámetro Nominal de la Válvula	
Mm	Pulgadas	mm	Pulgadas
100	4	100	4
150	6	150	6
200	8	200	8
250	10	250	10
300	12	300	12
350	14	350	12
400	16	400	12
450	18	450	16
500	20	500	16
600	24	600	20
750	30	750	24

Fuente: [19]

Capítulo II. Fundamentos Teóricos




2.10.3.1.1 Ubicación de las Válvulas.

Según [8], las válvulas deben colocarse de acuerdo a los siguientes criterios:


-  En los ramales de distribución en los puntos donde estos se interceptan las tuberías principales.
-  En las tuberías principales en todas las intersecciones con otras tuberías principales y además las válvulas deben estar de manera que en caso de una ruptura no sean afectadas más de 400 m de tubería principal.
-  En ramales pequeños deben proveerse con dos válvulas en cada esquina de manera que solo estén dos cuadras fuera de servicio al mismo tiempo.
-  Para válvulas de un tamaño de 12 pulg. o mayor, deben colocarse en tanquillas cubiertas adecuadamente y protegidas contra el tráfico y aguas superficiales.

2.10.3.1.2 Válvulas que se Emplean en los Sistemas de Abastecimiento.

En los puntos siguientes se destacan las características generales de algunas válvulas que se utilizan en los sistemas de abastecimiento de agua [21, 22, 23]:

-  **Válvulas de Retención:** Para permitir el flujo en la tubería sólo en un sentido.
-  **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.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

 **Válvulas de Admisión y expulsión de Aire:** Estos dispositivos se conocen también con el nombre de ventosa, y se colocan en determinados sectores de la tubería para permitir la entrada o la salida del aire, cuando así se requiera durante diferentes fases de operación del sistema. Las válvulas de admisión de aire generalmente se instalan en puntos altos de la conducción, bien sea, para mantener las presiones que se puedan generar por encima de cierto valor compatible con la resistencia estructural de la tubería, o para acelerar su vaciado, cuando sea necesario por razones de mantenimiento.

En tuberías de distribución (hasta Φ 14" o 350 mm 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).

Tabla 2.9. Diámetro de la Ventosa Correspondiente al Diámetro de la Tubería.

Diámetro Nominal de la Tubería		Diámetro Nominal Ventosa Manual		Diámetro Nominal Ventosa Automática	
Mm	Pulgadas	Mm	Pulgada	Mm	Pulgadas
300	12	100	4	19-1	$\frac{3}{4}$
350	14	100	4	19-1	$\frac{3}{4}$
400	16	150	6	25	1
450	18	150	6	25	1
500	20	150	6	50	2
600	24	200	8	50	2
750	30	200	8	50	2

Fuente: [19]

Capítulo II. Fundamentos Teóricos



 **Purgas o Válvulas de Limpieza:** En tuberías de ϕ 12" (ϕ 300mm) o mayores deben preverse purgas en los puntos bajos de la línea ya que existirá la tendencia a la acumulación de sedimentos, en los cuales estas válvulas permitirán la limpieza periódica de los tramos de tubería (Tabla 2.10.). En los ramales de tuberías en bajada, que no estén mallados, debe instalarse un hidrante de poste adecuado, que servirán de purga.

Tabla 2.10. Diámetro de la Purga Correspondiente al Diámetro de la Tubería.

Diámetro Nominal Tubería		Diámetro Nominal Purga	
mm	Pulgadas	Mm	Pulgadas
300	12	150	6
350	14	150	6
400	16	150	6
450	18	150	6
500	20	200	8
600	24	200	8
750	30	250	10

Fuente: [19]

 **Válvulas Reductoras de Presión y Válvulas Reguladoras de Presión:** En el diseño de abastecimiento de agua, las válvulas automáticas de alivio, tienen la función de proteger a las tuberías de sobrepresiones. Estas válvulas pueden ser de dos tipos:

1. **Válvulas Reductoras de Presión:** Que producen en su interior una carga de pérdida constante, cualquiera que sea la presión de entrada y el gasto, estas pueden ser instaladas sin mayor conveniente en líneas de aducción

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

ya que no hay requerimientos de mantener presiones limitadas por razones de servicio, como lo sería en tuberías de distribución.

2. **Válvulas Reguladoras de Presión:** Se usan para mantener una presión constante en la descarga, aunque en la entrada varía el flujo o la presión. Estas válvulas son más útiles en las redes de distribución que en la línea de aducción.

2.10.3.2 Hidrantes.

Los tipos permisibles tendrán un barril o cuerpo cilíndrico y serán construidos de tal manera que en caso de romperse el barril, la válvula del hidrante permanezca cerrada. El espaciamiento de los hidrantes en los sectores comerciales e industriales es de 100 metros; en los sectores residenciales la distancia máxima permisible es de 200 metros [18].

2.10.3.3 Tanquillas Rompe Carga.

Son estructuras empleadas para la disipación de la carga de energía que puede tener el flujo por diferencias de elevación en su recorrido, generalmente se ubican entre tomas y las obras de tratamiento, así impiden posibles daños estructurales en otro elementos del sistema por exceso de presión [10].

2.11 DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Para el diseño de redes de distribución es imprescindible haber definido la fuente de abastecimiento y la ubicación tentativa del tanque de almacenamiento. El análisis de la red debe contemplar las condiciones más desfavorables, lo cual hace

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

pensar en la aplicación de factores para las condiciones de caudal máximo horarios 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 muy irregular) a separar redes mediante estanques, válvulas reductoras de presión o tanquillas rompe carga, 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 los siguientes [4]:

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 respectiva, a fin de definir una demanda unitaria. Se entiende por peso de un nodo a rata de ocupación del nodo o de desarrollo en el período 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 [4].

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

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

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 (Ver tabla 2.2) y se reparten dichos gastos por mitad de cada nodo que constituye el tramo.

En caso de mallas cerradas, el equilibrio hidráulico de la red puede hacerse por cualquier método que permite el cierre o diferencia de presiones entre la entrada y la salida a menor de un metro. Los métodos tradicionales de cálculo son: Hardy-Cross y longitudes equivalentes. También se pueden usar programas de computación como: El IP-3 Acueducto, Kypipe, Watercad, Espanet y Cybernet. [10]

2.11.1 Velocidades en las Tuberías de la Red de Distribución.

Según las “Normas para el diseño y construcción de acueductos para Pequeñas Poblaciones” [24] la velocidad en las tuberías no debe sobrepasar los límites fijados por la tabla 2.11 cuando se estudian máximo horarios, ni de 2 m/s cuando se verifica por incendio.

Tabla 2.11. Velocidades Máximas Según el Diámetro de la Tubería.


Diámetro de la tubería (Pulg)	Velocidad (m/s)	Gasto Máximo (l/seg)
2	0.70	1.40
3	0.70	3.05
4	0.75	5.89
6	0.80	14.14
8	0.90	28.27
10	1.00	49.09
12	1.10	77.75


Fuente: [24]

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.11.2 Consideraciones Complementarias de Orden Práctico para el Diseño de las Redes de Distribución

Para la mejor operación de los sistemas de abastecimiento y para ejecutar el enlace de tuberías matrices, de servicio y domiciliarias, es necesario utilizar piezas que conecten estas tuberías, permitiendo los cambios de dirección y de diámetros. A continuación se mencionan algunas de las piezas de conexiones más usadas [14]:

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

 **Codos:** En los cambios de dirección, codos, la fuerza va dirigida en la dirección de la bisectriz del ángulo y tiende a empujar el codo hacia afuera, estando la magnitud de esta fuerza representada por la expresión:

$$f = 2 * P \text{sen} \frac{\alpha}{2} \quad (2.22)$$


Donde:

f = Fuerza Actuante en el codo (Kg/cm²)

P = Presión (Kg/cm²)

α = Angulo de inclinación horizontal en grados.

Generalmente los codos que se obtienen de los fabricantes son de 90°, 45° (1/8), 22°30' (1/16), 11°15' (1/32).

 **Reducciones:** Cuando se producen cambios de diámetros en una red de distribución y se hace por tanto necesario su unión mediante conos de

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

reducción, la fuerza actuante en el sentido del diámetro menor tiende a empujarlo en esa dirección, la magnitud de dicha fuerza puede calcularse como:




$$f = \frac{F}{2 * \text{sen} \frac{\alpha}{2}} \quad (2.23)$$

Donde:

f = Fuerza Actuante en el codo (Kg/cm^2)

F = Fuerza de empuje del agua (Kg/cm^2)

α = Angulo de inclinación en grados.

-  **Tees:** En redes de distribución es frecuente la utilización de piezas de conexión en forma de ‘T’.
-  **Conexiones Domiciliarias:** Estas se construyen en la red de distribución para servir a las edificaciones. Para cada parcela se instalará una toma particular. Dicha toma se hará con tubería de 3/4” de diámetro como mínimo. Estas tomas se instalaran en la tubería de distribución mediante las piezas de conexión correspondientes (corporation Stop).
-  **Diagrama de Conexiones:** En la preparación del proyecto se incluyen todos los accesorios que permiten configurar la red; así se tienen: cruces, tees, codos, tapones, etc. para lo cual resulta conveniente hacer un diagrama de cada nodo.

2.11.3 Presiones y Diámetros Normalizados.

Las normas sanitarias establecen los siguientes parámetros, en cuanto a presiones y diámetros:

Capítulo II. Fundamentos Teóricos



 **Presiones:** Las redes de distribución tienen limitaciones en cuanto a presiones de servicio, estableciéndose un valor de presión mínima de acuerdo a la importancia y desarrollo de la ciudad, y a una presión máxima la cual está limitada por razones de utilización en las viviendas. Las presiones mínimas según las Normas INOS 1965 [18] son las que se muestran en la tabla 2.12.

Tabla 2.12. Presiones Mínimas en la Tubería de la Red.

a) Durante Incendios		
Uso	Disposición Final	Presión Mínima
Núcleos Urbanos	Carros-Bomba	14 m
Ciudad Sector Comercial e Industrial	Sin Carro-Bomba	42 m
Ciudades Sector Residencial	Sin Carro-Bomba	35 m
Población Rural	Sin Carro-Bomba	10 m
b) Durante Consumo Máximos		
Uso	Presión Mínima	
Barrios Surtidos con Plumas Públicas	5 m	
Barrios de Segunda Categoría	15 m	
Áreas Residenciales con Edificaciones hasta 3 pisos	25 m	
Áreas con Edificios de 4 a 6 Pisos	35 m	
En zonas Comerciales e Industriales Exclusivamente:		
Para Ciudades hasta 15000 hab.	25 m	
Para Ciudades de 15000 a 50000 hab.	35 m	
Para Ciudades de más de 50000 hab.	50 m	

Fuente: [18]

Por otra parte las normas INOS recomiendan que la presión estática máxima permisible en las tuberías de distribución sea de 70 m; en zonas rurales con población hasta de 5000 recomienda presión mínima 10 m y máxima 40 m. [18]

 **Diámetros:** En redes de distribución de los sistemas de abastecimientos de agua de zonas rurales (<5000 hab) las Normas de MSAS [15] recomiendan:


Capítulo II. Fundamentos Teóricos


Art. 76: “El diámetro mínimo a usarse en redes de distribución es de 3 pulg. Y casos especiales para tuberías de relleno y ramales de poca importancia pueden usarse diámetros de 2 pulg.”

En sistemas urbanos, el diámetro mínimo aconsejable es de 4 pulg., exigiéndose un mínimo de 6 pulg. cuando el tramo sirva a un hidrante. En zonas de alta densidad es conveniente no usar diámetros menores de 8”. [10]


2.11.4 Especificaciones.


De las normas del MSAS [19] en su capítulo III “ Del trazado e instalación de las tuberías del sistema de abastecimiento de agua”, pautan las siguientes especificaciones:


 Las tuberías de distribución, en general, se colocan a un lado de la calle para dejar en el centro a los colectores cloacales. Si el ancho de la calle fuese mayor o igual a 17 m 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 2 m. En el caso de que no pueda mantenerse la luz libre mínima de 20 cm. Deberá recubrirse el colector cloacal con una envoltura de concreto clase B (140 Kg/cm²) de 10 cm. De espesor y una longitud de 2.5 m en ambos extremos. Cuando por otra parte, no pueda mantenerse la distancia horizontal de 2 m, deberá profundizarse el colector cloacal para que la luz libre vertical entre tuberías, sea igual a 0,2 m más la mitad de diferencia, entre 2 m y la distancia horizontal propuesta. En ningún caso, la separación horizontal podrá ser menor a 1m.


Capítulo II. Fundamentos Teóricos

 En general, las profundidades mínimas y anchos de zanja recomendados, a que deben instalarse las tuberías y llaves de paso, medidas desde la rasante definitiva del pavimento de la calle al eje de la tubería, serán las que se presentaron en la tabla 2.7.


 Se recomienda que las tuberías de distribución, están provistas de suficientes válvulas de paso, de manera que permitan aislar del servicio, no más de 350 m de tuberías cerrando un máximo de 4 válvulas.


 En todas las conexiones entre tuberías, se instalan las válvulas de pasos sobre las tuberías de menor diámetro. Para las válvulas de paso cuyos diámetros sean de 300 mm (12 pulg) serán iguales a los diámetros de las tuberías sobre las cuales se instalen.


 En todos los puntos bajos de las tuberías del sistema de abastecimiento de agua potable, donde pueda presentarse sedimentación, deberá proyectarse la instalación de llaves de purga, alojadas en sus correspondientes tanquillas, cuando ello sea factible o podrán drenarse mediante un hidrante.

 Para suministrar agua potable a la parcela se instalará una conexión a la red mediante una toma particular. La escogencia del diámetro de la toma dependerá de cada caso específico, teniendo en cuenta el contador correspondiente y la presión disponible. Se aceptan diámetros mínimos de 12,7 mm (1/2 pulg) cuando el servicio es indirecto (o a través del estanque domiciliario); y de 19,1 mm (3/4 pulg) cuando el servicio es directo.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos


 En el sistema de distribución de aguas deberán instalarse hidrantes de poste o subterráneos y para aquellas zonas de alto riesgo de incendio, la distancia máxima recomendada entre hidrantes será de 200 m.


 Las normas [19] establecen que para mallas principales hasta un mínimo de 75 mm (3 pulg) para acueductos en zonas rurales y de 100 mm (4 pulg) para zonas urbanas. El diámetro elegido para las tuberías de la red de acueducto debe transportar un gasto máximo a una velocidad económica, como se indicó en la tabla 2.11.

 Las presiones máximas y mínimas en la red de distribución se indicaron el apartado 2.11.3 del presente capítulo.

2.11.5 Selección del Tipo de Distribución.

De acuerdo a los estudios preliminares, como lo son las condiciones topográficas, la localización de la fuente con respecto a la red y al estanque, se plantean varias posibilidades para la selección del tipo de distribución:

 *Sistema de distribución por gravedad:* para esta selección se recomienda hacer un análisis del sistema de distribución con la demanda correspondiente al 180% del consumo promedio anual, adicional la demanda de incendios. Y otro análisis se realiza con la demanda máxima horaria sin tomar en cuenta el incendio.

 *Sistema de distribución por bombeo:* En caso de sistemas por bombeo, conviene definir previamente la situación respecto a dos posibles

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

alternativas. La primera denominada bombeo directo al estanque y distribución por gravedad, en cuyo caso la red de distribución se analizará como en el caso de red por gravedad y el bombeo será un problema de línea de aducción. La segunda alternativa consiste en un bombeo contra la red de distribución, el cual implica desventajas como mayores longitudes de tuberías, al no aprovecharse la misma red para conducir agua al estanque, pero a su vez puede representar una solución más práctica cuando no se dispone de organizaciones operativas y de mantenimiento del sistema que funcionen eficientemente.

2.12 POZOS

2.12.1 Acuíferos.

Se entiende por "Acuífero" a toda unidad geológica saturada de agua y con capacidad para transmitirla. Los términos comúnmente utilizados en la explotación del acuífero son los siguientes [25]:

Nivel Estático (N. E.): Es la distancia desde la superficie del terreno al nivel de agua en el subsuelo en estado de reposo. Unidad: m.

Coefficiente de Almacenamiento (S): En Acuíferos libres se define como el volumen de agua extraíble por bombeo de una unidad de volumen de acuífero saturado. En acuíferos artesianos se define como el volumen de agua extraíble de una columna vertical de terreno de espesor igual al del Acuífero y como base la unidad de área. (S) es un factor adimensional.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Permeabilidad (P): Es el caudal de agua que se filtra a través de una sección del área de terreno unidad, bajo la carga producida por un gradiente hidráulico unitario a una temperatura fija. La unidad de la permeabilidad (P) se expresa en m/día según su definición: metros cúbicos por día que pasan por un metro cuadrado de terreno a 10° C bajo un gradiente de un metro por un metro.

Coefficiente de transmisibilidad (T): Se define como la rata de flujo a través de una franja vertical de terreno de ancho unidad y de altura igual al espesor saturado, bajo una pendiente hidráulica unidad a una temperatura fija determinada (la unidad es m d/m). La transmisibilidad de un Acuífero es igual a la permeabilidad promedio por su espesor. La transmisibilidad (T) y el coeficiente de almacenamiento (S) son propiedades fundamentales en un Acuífero ya que ellas controlan el movimiento del agua a través de él. El coeficiente de transmisibilidad indica cuánta agua se mueve a través de la formación y el coeficiente de almacenamiento cuánta agua esta almacenada y puede ser removida.

2.12.2 Características y Partes de un Pozo

En esta especialidad se define como "Pozo" a una construcción en el subsuelo destinada a captar aguas subterráneas. Las características y partes de un pozo son: diámetro de perforación, longitud entubada, diámetro del entubado, protección sanitaria, rejillas, empaque de grava y base de concreto. [25]

Nivel de Bombeo (N.B.): Es el nivel que alcanza el agua durante el bombeo del pozo. Unidad: m.

Abatimiento(s): Es la distancia entre el nivel estático y el nivel de bombeo: (NB - NE) Unidad: m.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Capacidad Especifica (Q/s): Es indicativo de la eficiencia del pozo y se expresa como la relación entre el gasto y el abatimiento. Se expresa en litros por segundo por metro.

Radio de Influencia(R): Es la distancia desde el centro del pozo al límite del cono de depresión (Fig. 2.5). Unidad m.

Diámetro de Perforación: Se define como diámetro de perforación el diámetro nominal de la mecha de perforación utilizada en el ensanche del pozo.

Longitud Entubada: Es la longitud de la tubería colocada desde la base del pozo hasta la profundidad del tapón. Se compone de rejillas y tubería ciega destinada a: 1) Mantener las rejillas en su posición de diseño. 2) Proteger el pozo de derrumbes en formaciones de material sueltos. 3) Como sostén del empaque de grava, cuando el pozo sea diseñado en esa forma y 4) Permitir la instalación del equipo para la explotación del pozo.

Protección Sanitaria: Es una obra de concreto que se construye desde cierto nivel sobre la superficie del terreno, hasta seis (6) metros mínimo, por debajo de la misma, dependiendo del tipo de suelo y de las condiciones existentes en zonas cercanas. La protección sanitaria está destinada a evitar, en lo posible, la contaminación del agua subterránea por agentes exteriores.

Diámetro del Entubado: Se denomina diámetro del entubado el diámetro nominal de la tubería de forro del pozo. El diámetro del entubado debe tener, por lo menos, cuatro (4) pulgadas más de diámetro que el diámetro de los tazones de la turbina seleccionada para obtener el caudal calculado a explotar.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Tabla 2.13. Diámetros Recomendados para Pozos

Capacidad anticipada de bomba l/s.	Diámetro nominal de bomba, en pulgadas.	Diámetro Óptimo de tubería de revestimiento.	Diámetro mínimo de tubería de revestimiento.
Menos que 7	3"	6"	5"
5 a 12	5"	8"	6"
10 a 18	6"	10"	8"
16 a 30	8"	12"	10"
28 a 50	10"	14"	12"
45 a 75	12"	16"	14"
75 a 100	14"	20"	16"

Fuente: [25]

Rejillas: Tubería de captación de abertura continúa la cual permite la entrada del agua al interior del pozo.

En los pozos diseñados sin empaque de grava la escogencia de la abertura de las rejillas se hace en base al ensayo granulométrico del material natural del acuífero a explotar. Al escoger la rejilla debe tomarse en cuenta los Análisis Químicos del agua y su velocidad de entrada al pozo.

Después de seleccionadas y colocadas las rejillas todo el material fino no retenido por ellas, debe ser extraído durante el proceso de desarrollo del pozo. En los pozos diseñados con "empaque" de grava la rejilla debe escogerse, de forma tal que retenga toda la grava seleccionada en la construcción del "empaque".

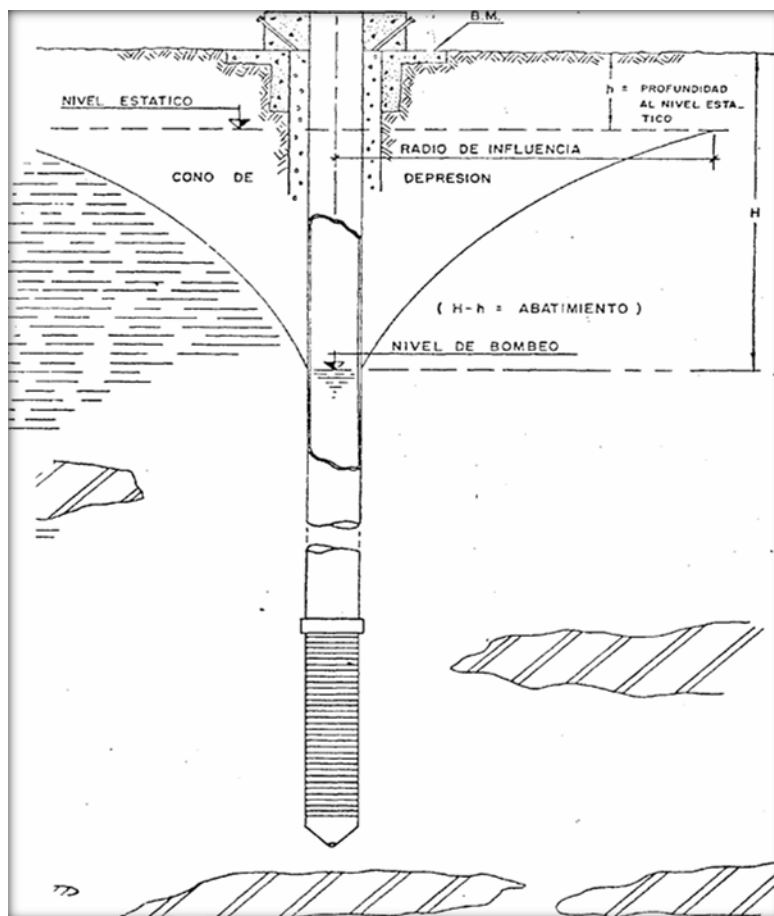
Empaque de grava: La finalidad del empaque de grava es hacer más permeable la zona inmediata a la rejilla, reemplazando el material existente por otro diseñado convenientemente y de retener, prácticamente, todo el material granular del acuífero.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

La granulometría del empaque de grava se diseña de acuerdo a los análisis granulométricos del material del acuífero.

Base de Concreto: Obra de concreto construida en la superficie, alrededor de la tubería de forro, destinada a servir de soporte al equipo ó sistema de bombeo del pozo. En toda base debe existir comunicación, por medio de tubería metálica desde la superficie hasta el empaque de grava. Estos tubos reciben el nombre de "Alimentadores de Grava" y están destinados a servir de conducto a la inyección de grava cuando esta desciende en el pozo.

En la siguiente figura se muestran las características hidráulicas de un pozo:



Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Figura 2.5. Características Hidráulicas de un Pozo

Fuente: [25]

2.12.3 Aforo de Pozos

El aforo de pozos profundos generalmente se lleva a cabo por los tres métodos siguientes [25]:

1. Aforo con recipiente de volumen conocido.
2. Aforo por el método de la parábola.
3. Aforo por el método "del orificio"

Método N° 1:

Consiste en tomar el tiempo el cual el chorro de agua proveniente del pozo tarda en llenar un envase de volumen de conocido, realizando varias mediciones por día. Como la producción de los pozos es muy variable, se recomienda utilizar recipientes en la siguiente relación:

Tabla 2.14. Relación Producción-Capacidad de los pozos.

Producción de los Pozos (L/S)	Capacidad del Recipiente (L)
De 1 a 5	100
De 5 a 10	200
De 10 a 30	500
De 30 a 50	1000
Mayor de 50	2000

Fuente: [25]

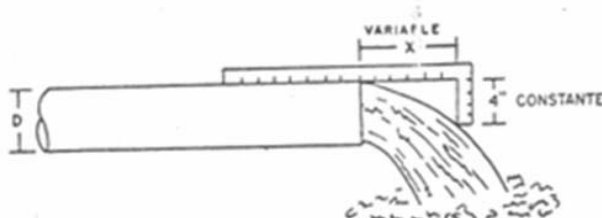
Método N° 2:

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Consiste en colocar una escuadra sobre la tubería y se desliza sobre la parte superior del tubo, hasta que la parte fija de ella sea tangente al chorro de agua, como lo indica la figura. Se mide la distancia (x) entre el extremo del tubo y el ángulo de la escuadra con este valor se entra a la tabla contenida en la figura 2.6.

La distancia (x) es de 13" y el diámetro interior del tubo (D) es de 3". En el caso de tubos verticales debe medirse la altura del chorro (h), desde el nivel del tubo hasta el nivel máximo del mismo. El caso de aflors en tubos verticales se presenta muchas veces en pozos artesianos.

Para tubos horizontales parcialmente llenos se mide la parte vacía (F) y conociendo el diámetro interior de la tubería (D) se calcula la razón F/D (en porcentaje). Ver figura 2.7.



Distancia Horizont al Pulgadas	DESCARGA (Gal. Por Min.)											
	Diámetro Nominal del Tubo.											
	¾"	1"	1 ¼"	1 ½"	2"	2 ½"	3"	4"	5"	6"	8"	10"
4	3.5	5.7	9.8	13.3	22.0	31.3	48.5	83.5				
5	4.3	7.1	12.2	16.6	27.5	39.0	61.0	104.0	163			
6	5.2	8.5	14.7	20.0	33.0	47.0	73.0	125.0	195	285		
7	6.0	10.0	17.1	23.2	28.5	55.0	85.0	146.0	228	334	580	
8	6.9	11.3	19.6	26.5	44.0	62.5	97.5	165.0	260	380	665	1060
9	7.7	12.8	22.0	29.8	49.5	70.0	110.0	187.0	293	430	750	1190
10	8.6	14.2	24.5	33.2	55.5	78.2	122.0	208.0	326	476	830	1330
11	9.5	15.6	27.0	36.5	60.5	86.0	134.0	229.0	360	525	915	1460
12	10.3	17.0	29.0	40.0	66.0	94.0	146.0	250.0	390	570	1000	1600
13	11.2	18.5	31.5	43.0	71.5	102.0	158.0	270.0	425	620	1080	1730

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Figura 2.6. Método de la Parábola

Fuente: [25]

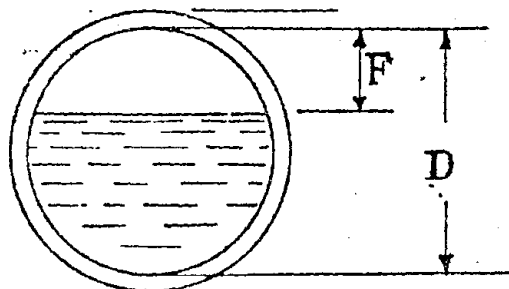


Figura 2.7. Razón F/D en una Tubería

Fuente: [25]

Se calcula la descarga utilizando el método de tubo lleno. La descarga actual será aproximadamente el valor para un tubo lleno del mismo diámetro, multiplicado por el factor de corrección de la siguiente tabla:

Tabla 2.15. Factor de Corrección en el Método de la Parábola.

F/D %	Factor	F/D %	Factor	F/D %	Factor	F/D %	Factor
5	0.981	30	0.747	55	0.436	80	0.142
10	.948	35	.688	60	.375	85	.095
15	.905	40	.627	65	.312	90	.052
20	.858	45	.564	70	.253	95	.019
25	.805	50	.500	75	.195	100	.000

Fuente: [25]

Método N°3:






El método del "orificio" es un medio sencillo de medir el gasto que pasa por un tubo lleno, horizontal, y que descarga libremente.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

En la práctica puede usarse un simple tapón enroscado al extremo del tubo, con el orificio circular centrado exactamente y con corte a bisel para asegurar la delgadez de la pared.

El diámetro del orificio debe estar con el diámetro interior del tubo entre los valores -0.50 y 0.75 y siempre debe descargar lleno.

Observaciones:

-  Bombear ininterrumpidamente el pozo durante 72 horas.
-  Tomar lectura de nivel de bombeo y aforo cada hora, después que hayan transcurrido las primeras 36 horas de bombeo.
-  Instalar una tubería de un diámetro no mayor de 1/4" (línea de aire) con su manómetro para determinar el nivel de bombeo en cada aforo. La longitud de esta tubería puede ser igual a la longitud de la columna de la bomba.
-  Si se tratara de un acuífero de gran producción, puede darse por finalizado el aforo al observarse un nivel de bombeo y producción constantes durante las primeras 18 lecturas.
-  Debe medirse el nivel estático antes y después de haberse efectuado el aforo.

2.12.4 Equipos de Extracción de Agua de Pozos

Los equipos más utilizados para la extracción de agua de pozos son las bombas de turbina vertical: la sumergible y la convencional. [25]

1) Bomba de Turbina Convencional:

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Esta bomba consta esencialmente de un motor colocado en la superficie, el cabezal de la bomba, las columnas con sus ejes y la bomba propiamente dicha, instalada en la parte profunda del pozo.

Los motores más comúnmente usados son los accionados por electricidad aún cuando también se usan motores de combustión a gasolina ó diesel. Los primeros mencionados pueden ser horizontales ó verticales, siendo siempre horizontales los segundos.

El cabezal de la bomba tiene como finalidad acoplar el motor a las columnas y ejes.

Las columnas y ejes tienen por finalidad conducir el agua y transmitir el movimiento del motor a la bomba respectivamente. Los ejes pueden ser lubricados por agua ó por aceite.

La bomba propiamente dicha es la que eleva el agua por medio de los impulsores y consta esencialmente de los tazonos de succión, inter-medios y de descarga.

2) Bombas Sumergibles:

A diferencia de la convencional, consta esencialmente de un motor sumergido, la bomba propiamente dicha y las columnas, no existiendo ejes ni cabezal de descarga. Este tipo de bomba posee asimismo un cable especial de alto aislamiento, introducido en el pozo desde el motor hasta la superficie (arrancador).

Datos Necesarios para Solicitar un Equipo:

Los datos necesarios para solicitar un equipo son los siguientes:

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

- a) Diámetro interior del pozo.
- b) Profundidad del pozo en metros.
- c) Nivel Estático en metros.
- d) Nivel de Bombeo en metros.
- e) Caudal requerido en litros/seg.
- f) Altura dinámica total en metros.
- g) Tipo de lubricación: agua ó aceite.

Para la instalación eléctrica se requiere:

- a) Voltaje.
- b) Ciclaje.

Además, se debe solicitar conjuntamente con el arrancador, un amperímetro, un voltímetro, un contador de horas, un interruptor automático de sobre carga, y un interruptor de arranque y parada con luces de señales.

Se debe solicitar también una línea de aire con manómetro apropiado para la medición de niveles y un manómetro aparte para el control de la altura de descarga.

2.13 INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS PRELIMINARES.

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

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

2.13.1 Estudios Demográficos.

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

2.13.2 Estudios Topográficos.

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

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

2.13.3 Estudios Sanitarios de la Hoya y Calidad del Agua.

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

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

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

2.13.4 Estudios Hidrológicos.

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

En los ríos es muy importante incluir perfiles transversales en los sitios de captación de agua y descargas cloacales. En los lagos: profundidad y corrientes, oleajes, etc. Las aguas subterráneas, en caso de requerirse como fuentes deben también ser investigadas en relación a su calidad y cantidad. Si hay pozos, determinarles: diámetro, caudal, niveles estáticos y de bombeo, pendiente de la mesa alimentadora, peligros inmediatos de Contaminación de esas aguas, llevando a cabo

Capítulo II. Fundamentos Teóricos






un estudio geológico complementario de las formaciones adyacentes: tipo de formación, fallas, etc.

2.13.4.1 Determinación del Caudal de una Corriente.

La cantidad de agua que fluye en una corriente, su distribución en el espacio y su variabilidad con el tiempo, son una información importante que se requiere para planificar cualquier proyecto de abastecimiento de agua o para diseñar una estructura hidráulica. Para éste propósito se requiere la instalación de una estación de medición.

Entre los métodos de medición del flujo de la corriente, se encuentra el método de medición directa o medición de la corriente. Este método consiste en medir el nivel del agua y la descarga en una estación de medición con el objeto de obtener un registro continuo del nivel del agua y la descarga en una dotación determinada.

Existen diferente tipos de medición directa de la corriente, entre los cuales tenemos:

-  Medición mediante el uso de un correntómetro. (Fig. 2.8)
-  Medición con flotadores.
-  Técnica de dilución de trazas
-  Método de ultrasonido.
-  Método electromagnético

Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Selección de los sitios de las estaciones de medición.
2. Medición de los niveles de agua en una forma continua o diariamente.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

3. Medición de la descarga periódicamente.
4. Establecimiento de una relación entre el nivel de agua y la descarga.
5. Conversión de la medición diaria del nivel del agua en descarga, usando la relación obtenida en 4.
6. Representación y publicación de los datos medidos y calculados.

La medición de la descarga en el paso 3 se lleva a cabo mediante el uso de un correntómetro, flotadores, dilución de trazas, etc.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

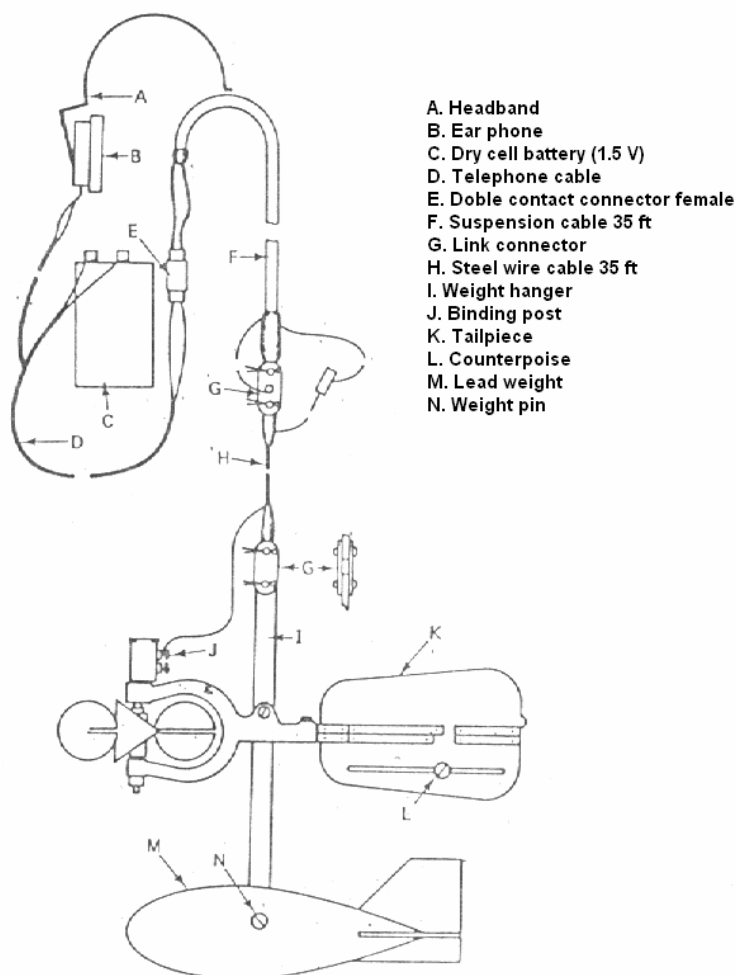


Figura 2.8. Correntómetro

Fuente: [22]

2.13.4.2 Teoría de la Medición de la Descarga.

La descarga de una corriente, es el volumen de la rata de flujo del agua expresada en m^3/seg . Es el producto del área de la sección transversal y la velocidad promedio del flujo. En un canal natural de agua:

$$Q = V \times D_A$$

(2.24)

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

Donde:

V = Velocidad promedio del flujo (m/seg).

D_A = Área de la sección transversal (m^2).

Los métodos de medición directa para estimar la descarga se basan en la Ec. 2.24, excepto por la técnica de dilución de trazas.

Para la medición de la descarga, la sección transversal de la corriente se divide en sub-áreas (secciones). Luego se mide la velocidad y la profundidad correspondiente de cada sub-sección. La descarga se determina entonces por:

$$Q = \sum a \times v \quad (2.25)$$

Donde:

a = área de la sub-sección (m^2).

v = velocidad promedio de la sub-sección (m/seg).

2.13.4.3 Cálculo de la Descarga.

Las mediciones de velocidad y profundidad se realizan en un número determinado de puntos a lo largo de la sección del canal. Usualmente, se usan entre 20 y 30 verticales para dividir la sección en sub-secciones a través del ancho de la sección transversal del canal, de manera que cada segmento (sub-sección) no contenga más del 10% de la descarga total. El método más común para calcular la descarga es el método de la sección media.






2.13.5 Estudios Geológicos.

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

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

2.13.6 Estudios Misceláneos.

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

-  **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.

2.13.7 Estudio de Obras Existentes y Servicios Públicos.

En aquellos sitios donde existe un sistema de abastecimiento o de alcantarillado

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

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. [11]

2.14 SOFTWARE WATERCAD VERSION 8.0.


Es un Software fácil de manejar que forma parte de una amplia gama de programas que la casa Haestad Methods de los Estados Unidos, ha desarrollado para el Ingeniero Civil.


Este programa se basa en simulaciones hidráulicas que sirve como herramienta tanto para el análisis como en el diseño de sistema de distribución de agua potable. Dentro de las capacidades de análisis del programa se encuentran: las simulaciones hidráulicas que se pueden utilizar en estado estable, es decir, bajo condiciones de flujo uniformes permanentes o bajo la figura de periodos de tiempo extendido. Se pueden hacer estudios de sustancias conservativas y no conservativas, determina los tiempos de retención y las edades del agua en cada uno de los puntos de la red de

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

distribución. También este programa permite modelar varios de los componentes hidráulicos típicos de las redes de distribución, tales como: válvulas reguladoras, estaciones de bombeo, y controles automatizados sensibles a la presión o al caudal. Así mismo es posible manejar y simular diferentes escenarios a fin de evaluar el comportamiento del sistema de distribución que se este diseñando frente a demandas diferentes a las escogidas inicialmente, a calidades de agua y a condiciones de emergencia, tales como: incendios y racionamientos, los cuales implican condiciones de operación muy variables. Permite calcular las pérdidas por fricción mediante las dos principales metodologías de hidráulica de tuberías: Hazen-Williams y Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White; además el WaterCAD permite el empleo de la ecuación de Manning.

WaterCAD se distingue por la alta calidad de la interfaz gráfica, la cual puede usarse en dos modalidades:


 **“Stand-Alone” (autosuficiente):** Esta modalidad tiene la ventaja de presentar interacciones más rápidas y dinámicas, en virtud de que el ambiente de edición es un editor de redes exclusivo.

 **AutoCAD:** Puede crear y modelar la red directamente desde su ambiente primario de dibujo, permitiendo el acceso a todas las poderosas herramientas de dibujo y presentación que posee AutoCAD., mientras WaterCAD realiza las tareas modeladas como la corrección, resolución, y manejo de datos. Esta relación entre WaterCAD y AutoCAD hace posible una cartografía sumamente detallada y exacta del modelo, y proporciona la amplia gama de salida de presentaciones disponibles en AutoCAD.

El estilo *Drag and Drop* de las aplicaciones CAD, permite realizar de manera sencilla e intuitiva la entrada de datos, cambios en la red y la visualización de los

Capítulo II. Fundamentos Teóricos

resultados. Una vez que se realiza la simulación del comportamiento de la red, el programa ofrece la posibilidad de visualizar por pantalla, con una alta calidad gráfica, los resultados obtenidos, pudiendo generarse códigos de colores para el análisis de los resultados y mapas de superficie y de contorno para todas las variables de interés.

El acceso al Software WaterCAD, se puede realizar de dos maneras, mediante el icono WaterCAD V8 XM  ubicado en el escritorio de Windows o a través de la ruta: Menú inicio/programas/Haestad Methodes/WaterCAD, tomando en cuenta que dicho acceso será en modo Stand-Alone.

CAPITULO III. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

3.1 GENERALIDADES

A continuación se describirá el sistema de abastecimiento de agua potable actual del sector en estudio, el cual fue obtenido de la fase previa al trabajo de investigación y los que surgieron a lo largo de los trabajos de campo realizados.

3.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE

El sistema de abastecimiento está compuesto por diferentes elementos:

1. Fuentes de Abastecimiento (Superficial y Subterráneas).
2. Estaciones de Bombeo.
3. Líneas de Aducción.
4. Estanques de Almacenamiento.
5. Red de Distribución.

Estos elementos se describen a continuación:

3.2.1 Fuentes de Abastecimiento.

La fuente de abastecimiento de la población de Santa Clara principalmente proviene de captaciones superficiales ubicadas en los Morichales de Mapirito y Coporo y de una fuente alterna de tres (3) pozos subterráneos ubicados en distintos sectores del pueblo, en donde el Pozo Pílon N°1 y Pozo Pílon N°2 se encuentran en el

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

sector Indígena y el Pozo Bolivariano que se encuentra ubicado en el sector Bolivariano. (Ver Figuras 3.1, 3.2 y 3.3).

3.2.1.1 Fuente Superficial.

La principal fuente de abastecimiento de la población de Santa Clara consiste de una estructura de toma a través de un desarenador sobre el morichal Mapirito a unos 145,14 m.n.s.m., el cual surte del agua cruda a través de una estación de bombeo generalmente en épocas de sequías al dique toma Coporo que está situado a unos 160,02 m.n.s.m. Luego el agua es bombeada desde la estación de bombeo Coporo al estanque de almacenamiento ubicado en el sector Bolivariano a una cota de 198,66 m.n.s.m., para luego distribuir al pueblo.

Morichal Mapirito

El Morichal Mapirito, está ubicado en las coordenadas UTM, Norte: 935.815 y Este: 321.959, en el sentido aguas abajo, hacia el cauce de la quebrada San Antonio, donde se presenta mayor confluencia de cursos de agua. Es muy probable, que por esta razón, Mapirito siempre tiene caudal suficiente para abastecer a Coporo (Fig. 3.3).

La captación de agua sobre el morichal Mapirito se realiza desde un desarenador (Ver figura 3.4) con una tubería de succión Ø 4 pulg. de HG sobre el cuerpo de agua hasta la caseta de bombeo. Se encuentra ubicada a 14,5 Km del pueblo.

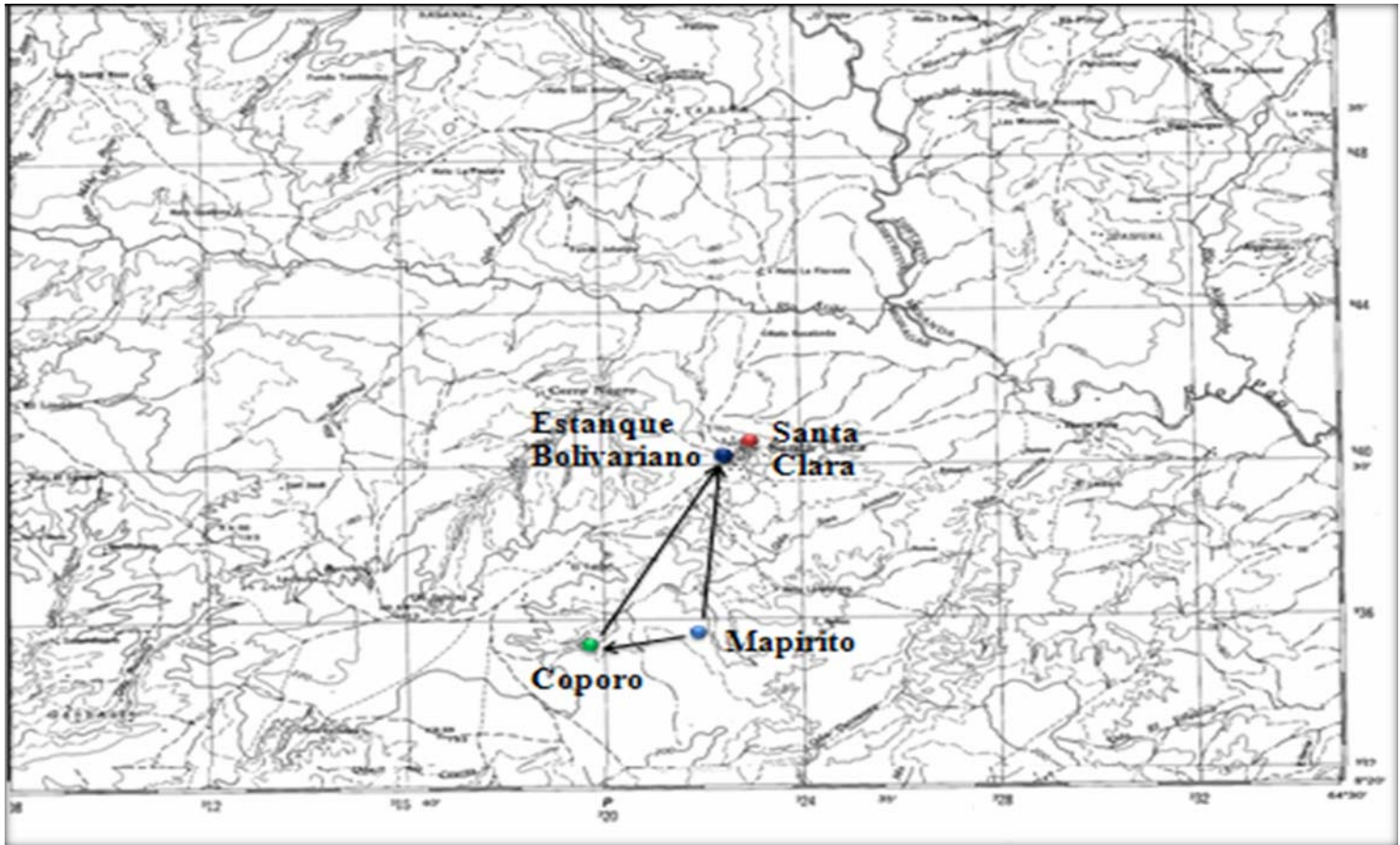


Figura 3.1. Ubicación de las Fuentes Superficiales Cercanas a Santa Clara

Fuente: Dirección de Cartografía Nacional. Modificación propia.



Figura 3.2. Fuentes de Abastecimiento de Santa Clara

Fuente: [5]. Modificación: Propia



Figura 3.3. Ubicación del Dique-toma Coporo y el Morichal Mapirito en la Cuenca de la Qda. San Antonio

Fuente: [5]. Modificación: Propia.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

Es la fuente principal de abastecimiento del dique toma Coporo, desde la estación de bombeo se impulsa el caudal que permite la recarga del morichal Coporo, porque en época de sequía disminuye su nivel de agua. Se desconoce que caudal es impulsado, debido a que los entes encargados del manejo del sistema no poseen algún registro.

Mediante mediciones en sitio, se elaboraron dos secciones transversales A y B (Ver plano AC-8) al morichal obteniéndose una profundidad promedio de 1,66 m y 1,82 m respectivamente.

Según información obtenida de los operadores, esta captación tiene agua durante todo el año y en épocas de invierno se desborda, razón por la cual los organismos gubernamentales construyeron el desarenador para enviar el agua hacia Coporo.



(a)

(b)

Figura 3.4. Morichal Mapirito. (a) Desarenador, (b) Estación de Bombeo.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

Dique-Toma Coporo

El dique toma Coporo (Figura 3.5) está situado a unos 11 Km del pueblo, en las coordenadas UTM Norte: 935.055 y por el Este: 319.728 a unos 160,02 m.n.s.m. Según información de los lugareños, el morichal Coporo existió como la fuente original desde hace aproximadamente 45 años. Sin embargo, desde un tiempo, comenzó a disminuir el caudal de producción de agua, hasta que en el año 2.002 se hace necesaria la construcción de una estación de bombeo para realizar el trasvase del agua desde el morichal Mapirito. No se tienen registros sobre la producción del morichal ni de los datos del caudal bombeado, ya que los entes encargados no poseen algún registro referente a esto.

Como se puede observar en la figura 3.3, el Morichal Coporo está ubicado muy cerca de la naciente de la cuenca de la Qda San Antonio, donde el aporte natural de los cursos de agua es bajo. El descenso en la producción de agua durante los últimos tiempos, se debe muy probablemente a deforestaciones realizadas en esta zona.

La captación se realiza en el dique-toma mediante una tubería de succión $\varnothing = 4$ pulg. de HG sobre el cuerpo de agua hasta la caseta de bombeo. El volumen aproximado del dique-toma se midió calculando el perímetro de la cuenca y las profundidades, obteniéndose 112,64 m³. (Ver plano AC-8).

De acuerdo a información obtenida de los operadores al dejar de bombearse desde Mapirito el dique toma se seca en un lapso de 1 a 2 horas. Igualmente manifestaron que en épocas de sequías Coporo no tiene agua. El nivel de agua en el dique toma no es mantenido por sí mismo, por lo que en épocas de sequía permanece seco. Razón por la cual se tiene que surtir de la captación Mapirito. También la acumulación de sedimentos hace que el agua ocupe una gran extensión con poca

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

profundidad, ocasionando una alta pérdida de agua por evaporación restandole capacidad de almacenamiento.



(a)

(b)

Figura 3.5. Dique- Toma Coporo. (a) Estación de Bombeo, (b) Dique-Toma.

3.2.1.2 Fuente Subterránea.

La población de Santa Clara se encuentra dotada por tres pozos subterráneos denominados con los nombres: Bolivariano, Pilón N° 1 y Pilón N° 2. El primero se encuentra en el sector Bolivariano de dicha localidad y los dos últimos los encontramos en el sector Indígena.

Según información de los habitantes de este centro poblado, los pozos en sus inicios le solucionaban en parte el suministro de agua. Pero desde hace más de cuatro años presentan fallas continuamente en su funcionamiento y el equipamiento electromecánico por falta de mantenimiento. Todos los pozos presentan baja producción debido a incrustaciones de hierro en las rejillas.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

Con el objeto de evaluar el estado de los pozos de agua subterránea que forman parte del sistema de acueducto de la comunidad de Santa Clara, en las siguientes tablas se presentan la ubicación de los pozos, según sus coordenadas UTM y sus datos generales.

Tabla 3.1. Ubicación de Pozos Según Coordenadas

Pozo	E	N	Altura	Observaciones
Bolivariano	322 255	939 925	234,50	Bomba dañada
Pilón 1	322 350	939 515	258,64	En funcionamiento
Pilón 2	322 302	939 306	258.33	En funcionamiento
Aljibe 1	322 109	939 846	258.30	En funcionamiento

Fuente: Información Suministrada por Hidrocaribe

Tabla 3.2. Datos Generales de los Pozos

Pozo	Nivel Estático (m)	Diámetro Pozo (pulg)	Profundidad (m)	Diámetro Bomba (pulg)	Caudal (l/seg)	Profundidad Bomba (m)
Bolivariano	8	6	150	3	0.3	80
Pilón 1	8	6	150	3	0.5	-
Pilón 2	8	6	150	3	0.1	-

Fuente: Información Suministrada por Hidrocaribe

Pozo Bolivariano

Este pozo se encuentra ubicado en el sector Bolivariano en las coordenadas UTM Este: 322.255 y Norte: 939.925 a 193,72 m.s.n.m., diagonal al estanque elevado Bolivariano (Ver Plano AC-2), aproximadamente a 100 metros.

Este pozo alimenta al estanque elevado mediante una tubería de PVC de 2 pulg. de 102 m de longitud, pero actualmente se encuentra inactivo desde hace algunos meses, porque la bomba está fuera de servicio. Por otra parte, se pudo observar una

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

fuga de agua desde su toma (llave de paso dañada), esto se debe al retorno del agua que baja del estanque elevado para distribuir a la red. (Ver figura 3.6).

Según información obtenida por los habitantes de la comunidad el pozo Bolivariano fue construido en el año 1998.

La cerca perimetral se encuentra en mal estado, por lo que es necesario un reacondicionamiento del lugar.

En relación a este pozo no se encontró ningún otro tipo de información adicional.



Figura 3.6. Pozo Bolivariano

Pozo Pílon N°1

El Pozo Pílon N° 1 (Figura 3.7), está situado entre las calles El Taladro y San Antonio en el sector Indígena en las coordenadas UTM, Norte: 939.515 y Este: 322.350, a 186,22 m.s.n.m. Este envía el agua hacia el estanque semienterrado a

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

través de una tubería $\varnothing=3$ pulg. de HG, de longitud 8,60 m y de aquí es remitida hacia la estación de bombeo a través de una tubería $\varnothing=2$ pulg., de longitud 3,63 m de HG que está ubicada en la misma área. De la estación de bombeo es impulsada hacia red por una tubería de $\varnothing=4$ pulg., de longitud aproximada de 450 m, la tubería de impulsión tiene un recorrido que va por entre los fondos de las casa pasando por las calles El Taladro, los olivos y llega a la calle Bolívar para empalmarse a la red de distribución. (Ver plano AC-2). El caudal que actualmente aporta este pozo es de 0,50 L/s.

Este sistema se encuentra en funcionamiento desde hace un mes aproximadamente, motivado a que estuvo inactivo por varios meses debido a una falla en el tablero de la bomba.

El día 23 de abril, se tomó una muestra agua para realizar los análisis de calidad de agua. Los resultados se muestran en el Apéndice D.

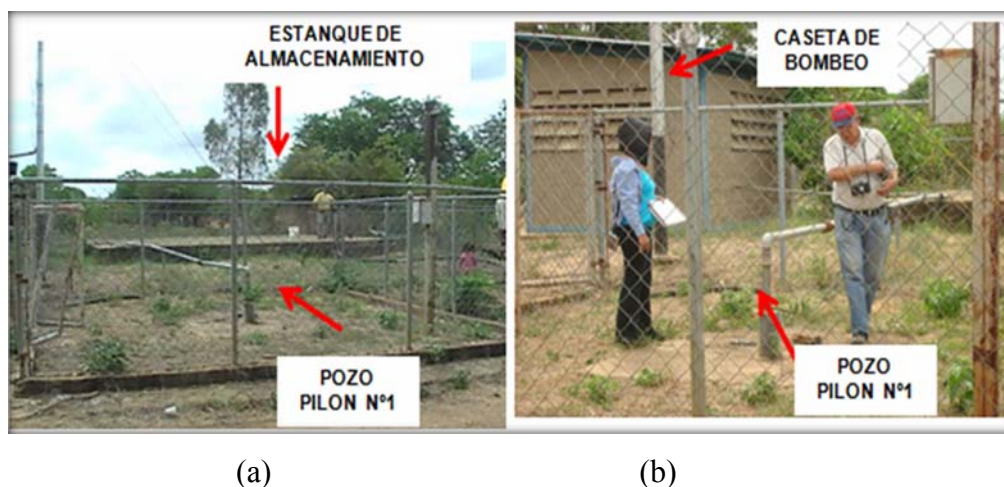


Figura 3.7. Pozo Pilón N°1. (a) Estanque de Almacenamiento, (b) Caseta de Bombeo

 Pozo Pilón N° 2

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

Este pozo (figura 3.8) está localizado entre la calle El Taladro y la vía de tierra en el sector Indígena en las coordenadas UTM, Norte: 939.306 y Este: 322.302 a 184,55 m.s.n.m. y envía el agua a través de una tubería $\varnothing=2$ pulg. de HG, de longitud 205 m al estanque semienterrado ubicado en el pozo Pilón N° 1 que se encuentra en el mismo conjunto cerrado donde está la caseta de bombeo (figura 3.7). El caudal que actualmente suministra este pozo es de 0,095 L/s.

El día 29 de mayo, se tomó una muestra agua para realizar los análisis de calidad de agua. Los resultados se muestran en el Apéndice D.

En relación a este pozo no se encontró ningún otro tipo de información adicional.

La cerca perimetral se encuentra en mal estado, por lo que es necesario el reacondicionamiento de la misma.



Figura 3.8. Pozo Pilón N°1.

3.2.2 Estaciones de Bombeo.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

3.2.2.1 Fuente Superficial.

El sistema cuenta con dos estaciones de bombeos ubicadas en las obras de captaciones en los morichales Mapirito y Coporo (Ver figuras 3.9 y 3.10 respectivamente). Estas estaciones de bombeos cuentan con equipos horizontales alimentados por motores diesel. Ambas estaciones han sido rehabilitadas por la Alcaldía del Municipio de Mapire y actualmente se encuentran en buen funcionamiento.

El sistema es operado para ambas captaciones con un solo equipo, no existe bomba de relevo en caso de una emergencia.

En caso de que fallen los equipos de bombeo hay que esperar que la Alcaldía envíe el personal para buscar solucionar la problemática que se presente. Cabe destacar que en ambas estaciones de bombeo tienen sus operadores los cuales se turnan para mantener el sistema manual funcionando.

En Mapirito encienden el equipo de bombeo dos veces al día para recargar el dique toma Coporo y poder enviar el agua al estanque elevado. Las características del equipo de bombeo y motor no fue posible obtenerse.

En Coporo, existe un equipo de bombeo modelo KSB WK 65/06, año 2003 hecho en Brasil, también operado con motor diesel modelo BKL-80 el cual la Alcaldía lo repontenció y le hicieron mantenimiento en el mes de enero del año en curso.

La bomba de Coporo enciende dos veces al día, porque para llenar el estanque se hace en 8 horas continuas, los turnos son a las 4:00 am y a las 2:00 pm.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

La operación y mantenimiento del sistema lo realiza la Alcaldía. El mantenimiento de los equipos se ejecuta con participación de la Alcaldía e Hidrocaribe con aportes de PDVSA.



(a)

(b)

Figura 3.9. Equipo de Bombeo Mapiquito. (a) Bomba y Motor, (b) Especificacion del Equipo.



(a)

(b)

Figura 3.10. Equipo de Bombeo Coporo. (a) Tanque de Gasoil, (b) Bomba y Motor.

3.2.2.2 Pozos Subterráneos.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

El pozo Pilón N° 1, funciona con una bomba Magnamk Century AC Motor de 2 Hp 230/115 Volt, 60 Hz y 3450 Rpm (Figura 3.11) y un tablero eléctrico marca Franklin Electric de 5 Hp 230 Volt y 60 Hz. (Ver figura 3.12)

El pozo Pilón N° 2 funciona con una bomba de características desconocidas con un tablero eléctrico marca Franklin Electric de 2 Hp, 230 Volt y 60 Hz.

El pozo Bolivariano tiene una bomba Franklin Electric de 3 Hp y un tablero de control marca Franklin Electric de 5 Hp, 230 Volt y 60 Hz. La tubería de succión es de $\varnothing=3$ pulg. HG, la tubería de salida es de $\varnothing=2$ pulg. HG, luego cambia de material a PVC en el mismo diámetro.

Todos los pozos funcionan con un transformador de 25 KWA. En todos los pozos los tableros presentan muy poco mantenimiento y es necesario reemplazar los componentes, en cuanto a las conexiones de tubería y accesorios requieren reemplazo y/o mantenimiento.



(a)

(b)

Figura 3.11. Estación de Bombeo Pozo Pilón N°1. (a) Caseta de Bombeo, (b) Bombas.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento



(a)

(b)

Figura 3.12. Tableros Eléctricos. (a) Pozos Pilón N°2, (b) Pozo Pilón N°1

Actualmente el pozo Bolivariano se encuentra fuera de servicio, porque la bomba está dañada y aun no la han reparado.

Se presenta interrupciones continuamente en el servicio de agua potable debido a la falta de mantenimiento en el sistema, lo que influye notablemente en la calidad de vida de la comunidad.

3.2.3 Línea de Aducción Mapirito – Coporo – Estanque Elevado Bolivariano.

Todo el sistema de captación esta deteriorado, los equipos estan obsoletos y las tuberías de impulsión no tienen capacidad para conducir el caudal actual, igualmente no presenta la cantidad de ventosas y descargas necesarias y ademas se encuentra intervenida la tubería que va hacia el estanque por 37 tomas clandestinas. En consecuencia, el sistema es incapaz de mantener una producción de agua sostenida y menos aún prestar un servicio de agua potable satisfactorio. En la figura 3.13 se muestra un esquema de este sistema.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

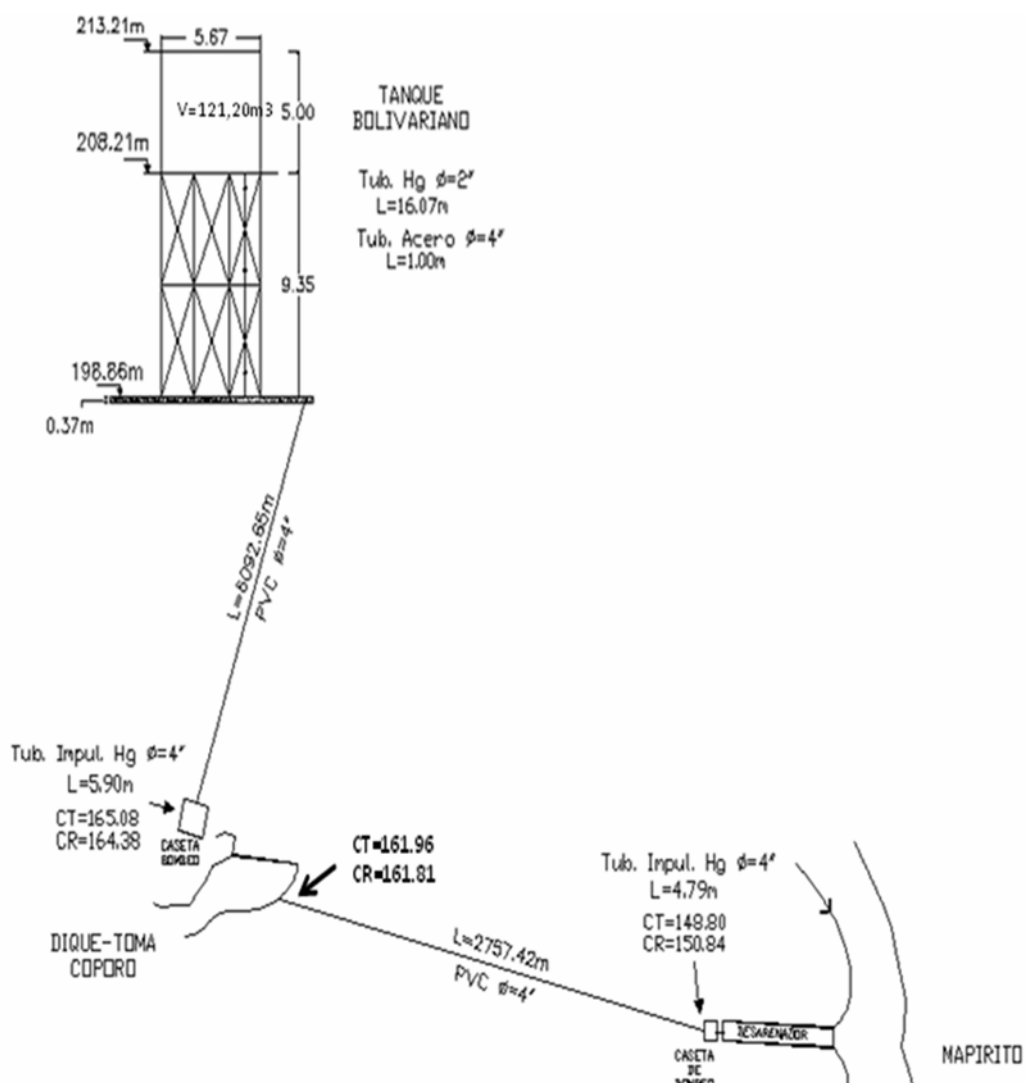


Figura 3.13. Esquema Línea de Aducción de Mapirito – Coporo – Estanque Elevado Bolivariano.

3.2.3.1 Aducción de Mapirito a Coporo.

La captación de agua sobre el morichal Mapirito se realiza desde una obra de captación que funciona como desarenador, con una tubería de succión $\phi=4$ pulg. de

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

HG de 6,25 m de longitud hasta la caseta de bombeo y desde aquí se envía hacia Coporo a través de una tubería superficial inicialmente de $\varnothing=4$ pulg. de HG de 4,79 m de longitud, que luego se entierra cambiando de material en PVC $\varnothing=4$ pulg., con una longitud de 2752,63 m, hasta el dique toma de Coporo. (Ver figuras 3.14 y 3.15).

En relación al perfil de la impulsión desde la captación Mapirito a Coporo, se pudo observar que actualmente este sistema cuenta únicamente con dos ventosas ubicadas en las progresivas 1+770.92 y 2+614.72, cuyos puntos no son tan altos, debido a ello se amerita la colocación de otras ventosas y descargas en ciertos puntos indispensables, con la finalidad de mejorar el suministro de agua hacia Coporo.

Es importante señalar que el caudal medio diario que necesita la población actualmente es de 11.53 L/s, el cual no puede ser transportado con una tubería de $\varnothing=4$ pulg. porque su capacidad es insuficiente, esta solo conduce hasta un caudal de 5,89 L/s. No se tiene información sobre el caudal que actualmente transporta esta impulsión. La tubería se encuentra en buen estado al igual que los apoyos tipo H por donde va aérea.



(a)

(b)

Figura 3.14. Tramo de la Tubería de Aducción de Mapirito a Coporo. (a) Vista Longitudinal, (b) Vista Transversal.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

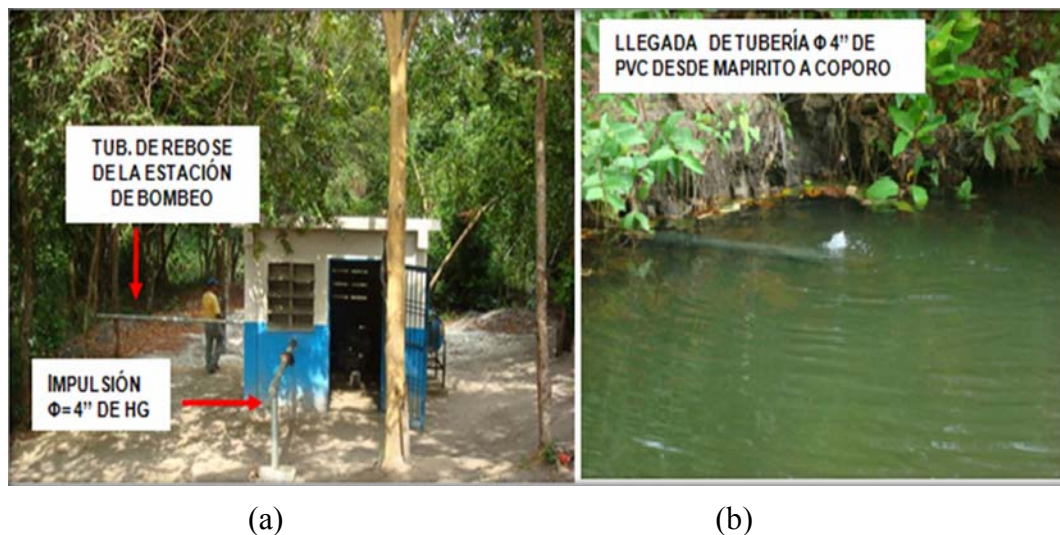


Figura 3.15. Aducción de Mapirito a Coporo. (a) Impulsión, (b) Llegada de la Aducción a Coporo.

3.2.3.2 Aducción Coporo al Estanque Elevado Bolivariano.

La captación de agua sobre el morichal Coporo se ejecuta desde un dique toma con tubería de HG y manguera de succión de $\varnothing=4$ pulg de 17,15 m de longitud sobre el cuerpo de agua hasta la caseta de bombeo y desde aquí es conducida hacia el estanque elevado por una tubería de $\varnothing=4$ pulg de HG de 5,90 m de longitud. Luego se entierra cambia el material a PVC de $\varnothing=4$ pulg con longitud de 6.096,10 m, hasta el estanque elevado (Figura 3.16). Antes de llegar al estanque el material cambia a acero $\varnothing=4$ pulg y se reduce a 2 pulg para alimentar el estanque.

En cuanto al perfil de la aducción desde el dique toma Coporo hasta el estanque elevado, se pudo observar que en todo su recorrido solo tiene instalado 8 ventosas las cuales algunas no están ubicadas exactamente en los puntos más altos, así como también posee una sola descarga ubicada en la progresiva 0+005,90. Para mejorar el funcionamiento de la tubería se deben colocar mas ventosas y descargas en los puntos

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

donde sea necesario. A estas ventosas y descargas se le deben realizar sus respectivos mantenimientos, ya que varias están botando agua (Figura 3.17).

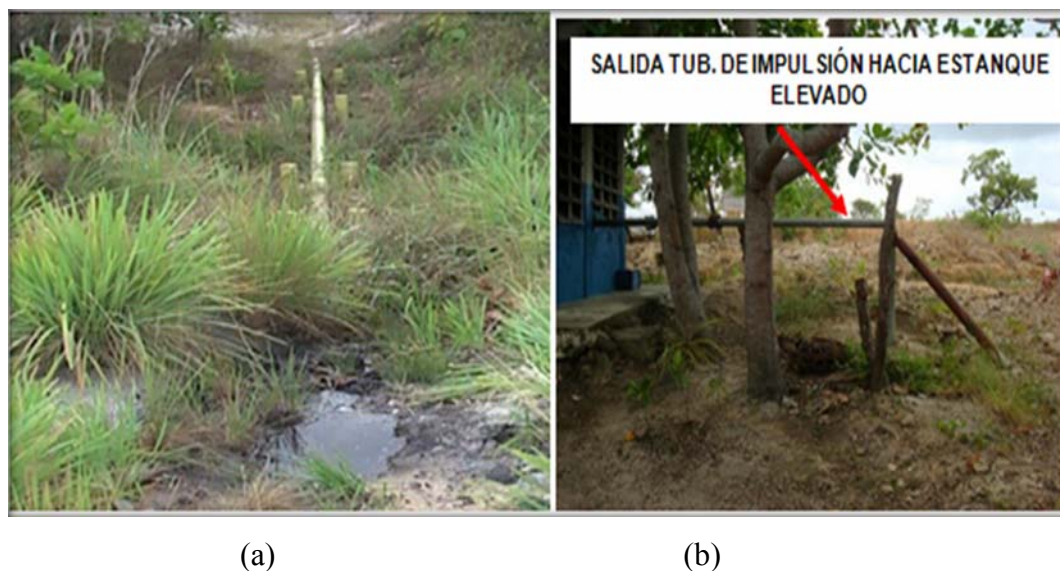


Figura 3.16. Aducción de Coporo al Estanque Elevado Bolivariano. (a) Línea de Aducción, (b) Salida de la Tubería de Impulsión.

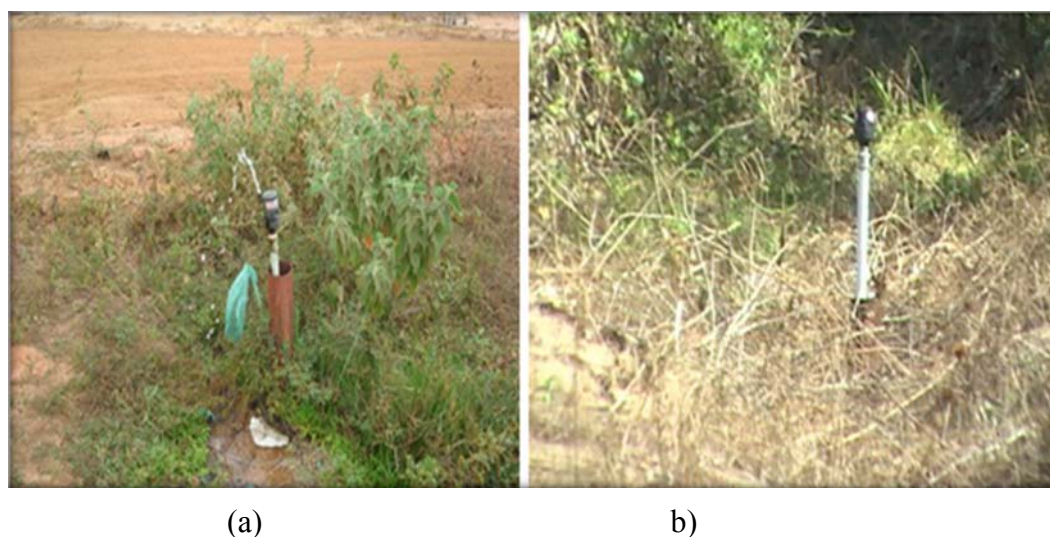


Figura 3.17. Ventosas en la Aducción de Coporo al Estanque Elevado Bolivariano. (a) Ventosa N°1, (b) Ventosa N° 2.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

La tubería se encuentra intervenida por treinta y siete (37) tomas ilegales realizadas por los agricultores y los criadores de animales, ubicadas en la ruta de la tubería, situación que disminuye las presiones y el caudal que debe llegar a la población, del cual no se tiene información.

Al igual que la aducción de Mapirito, esta tubería es insuficiente para transportar el caudal medio actual que necesita la población (11.43 L/s).

3.2.3.3 Tuberías de Pozos Subterráneos

El pozo Bolivariano tiene un diámetro de $\varnothing = 6$ pulg. y una profundidad de 150 m, la tubería de descarga es de $\varnothing = 2$ pulg. HG cambiando de material una vez que se entierra a PVC en el mismo diámetro.

Este pozo impulsa el agua hacia el estanque elevado y se empalma a la tubería que viene de Coporo a unos 7,60 m antes de llegar al estanque. En esta conexión no colocaron una llave de compuerta para controlar el flujo, ocasionando que el agua se regrese hacia el pozo. En la salida del pozo la llave de paso está dañada desde hace más de 4 meses y aun no ha sido sustituida. El caudal bombeado es de 0.30 L/s.

El pozo Pílon N° 1 tiene un diámetro de $\varnothing = 6$ pulg., de este pozo sale una tubería de $\varnothing = 3$ pulg. HG que surte al estanque semienterrado que está ubicado en esta misma área. Del estanque existe una bomba que succiona desde una tubería de HG $\varnothing = 2$ pulg. para luego suministrar el agua hacia el pueblo en una tubería de PVC $\varnothing = 4$ pulg. Todas estas tuberías se encuentran en buen estado. El caudal bombeado por este pozo es de 0,50 L/s.

El diámetro del pozo Pílon N° 2 es de $\varnothing = 6$ pulg. La tubería de impulsión del pozo Pílon N° 2, que suministra agua al estanque semienterrado ubicado en el área del

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

pozo Pilón N° 1 es de $\varnothing = 2$ pulg. de HG. Esta tubería se encuentra rota y se pudo observar que está muy sedimentada por arcilla, disminuyendo su capacidad. Los moradores del sector manifestaron que esta lleva más de 4 meses rota y aun la Alcaldía no la ha reparado. (Ver figura 3.18). El caudal bombeado por el pozo Pilón N°2 es de 0.095 L/s.

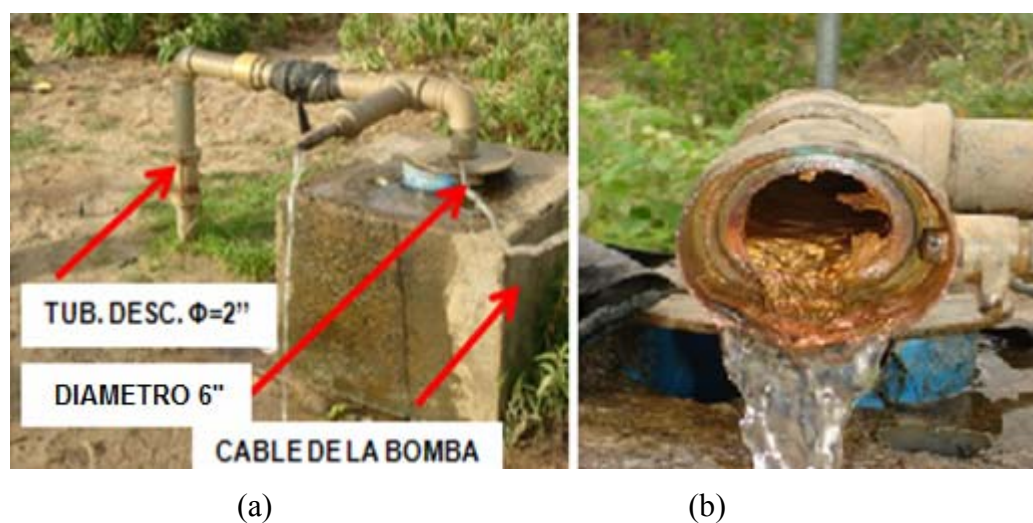


Figura 3.18. Detalles del Pozo Pilón N° 2. (a) Estructura Externa, (b) Tubería de Descarga.

3.2.4 Estanques de Almacenamiento

Actualmente el sistema de abastecimiento de la población cuenta con tres estanques (Ver figura 3.19): el primero es el elevado que se encuentra ubicado en el sector Bolivariano en las siguientes coordenadas UTM: Norte= 939.999 y Este= 322.334, a una cota de 198,66 m.s.n.m. El otro estanque es semienterrado y está localizado en una calle de tierra entre las calles El Taladro y San Antonio en las coordenadas UTM: Norte= 935.362,49 y Este= 318.501,76 a una cota de 186,62 m.s.n.m. El último es el estanque enterrado en construcción, ubicado a unos escasos 20 m del estanque elevado a una cota de 193,76 m.s.n.m.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

El estanque elevado Bolivariano de tipo metálico cilíndrico tiene una capacidad es de 121,20 m³ (121.198,50 L) y posee una altura total de 14,55 m, sus dimensiones son: diámetro 5,67 m y altura 5 m. La tubería que lo alimenta es de acero de 2 pulg. de diámetro, la salida es de acero de Ø= 4 pulg., la cual se divide en dos tuberías de distribución hacia la red. Existen dos válvulas de salida que van hacia el sector El Centro y el Bolivariano.

Según el operador, el tanque se llena en las mañanas en 8 horas, suministrando agua en la tarde a la población. En el área del tanque existe una caseta que alberga los equipos de dosificación de cloro y tiene una conexión a la tubería de salida del tanque antes de surtir a la red de distribución de Ø 4" en PVC.

El estanque semienterrado tiene una capacidad de 106,07 L de capacidad, cuyas dimensiones externas son de 8.67 x 6.54 m y una profundidad de 2.5 m .Este tanque recibe el caudal de agua de los pozos Pílon N° 1 y N° 2 y distribuye a un sector de la zona del centro.

El estanque en construcción es de tipo rectangular enterrado de dos celdas. Las dimensiones son 10x10 m y de profundidad 2,44 m para una capacidad de 224.000 L. De acuerdo a información suministrada por la Alcaldía de Mapire se quiere utilizar el estanque como almacenamiento para rebombear al estanque elevado.

Se percató que no hay control sobre las construcciones que se realizan en los alrededores de los tanques y por consiguiente las casas cercanas a él son un punto de alerta, en cuanto a esto se debería llevar un control de la ubicación de las viviendas, ya que no son sitios donde se deben hacer construcciones.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento



(a)

(b)

Figura 3.19. Estanques. (a) Estanque Elevado Bolivariano y Enterrado, (b) Estanque Semienterrado.

También en el área del estanque elevado Bolivariano se encuentra el llenadero de camiones cisternas. La tubería que alimenta el llenadero desde el estanque, se encuentra colocada en una zanja abierta la cual está sin rellenar, quedando pendiente por ejecutar dichos trabajos (Trabajos en ejecución por Alcaldía). En las adyacencias del llenadero, a escasos metros, se encuentra ubicada la estación meteorológica de Santa Clara. (Ver Figura 3.20).



Figura 3.20. Adyacencia del Estanque Elevado Bolivariano.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

3.2.4.1 Sistema de Tratamiento

Esta población no cuenta con una planta de tratamiento de las aguas proveniente de las diferentes fuentes, solo existe un equipo de dosificación de cloro, ubicado en el área del tanque elevado, el cual solo trata a las aguas proveniente de Coporo y el Pozo Bolivariano. Actualmente, este equipo se encuentra desde hace aproximadamente 6 meses dañado y cuenta con 3 bombonas de gas cloro 2 (dos) llenos y 1 (uno) vacío. (Ver figuras 3.21 y 3.22).



Figura 3.21. Afueras de la Caseta de Cloración. (a) Tubería Hacia la Red de Distribución, (b) Sistema de Aplicación de Cloro.

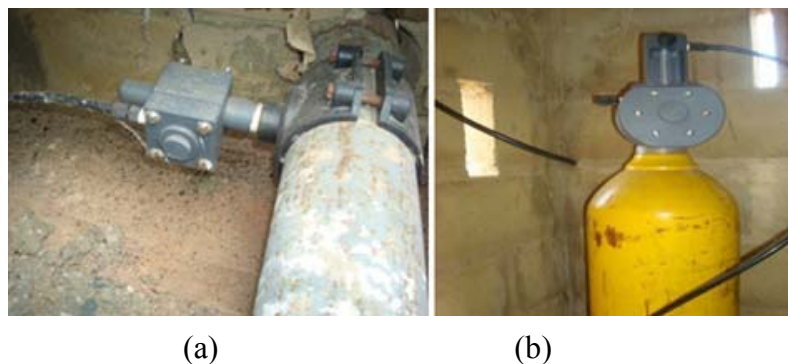


Figura 3.22. Sistema de Cloración. (a) Conexión a la Tubería del Gas Cloro, (b) Bombona de Gas Cloro.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

3.2.5 Red de Distribución

La red de distribución mixta (ramificada y cerrada) originalmente fue construida con tuberías de $\varnothing= 2$ pulg. y 3 pulg. de HF. La Alcaldía, con el apoyo de PDVSA, desde hace aproximadamente 4 años, hizo la sustitución en etapas de la gran mayoría de las tuberías por tuberías de PVC de $\varnothing= 4$ pulg.

La red es alimentada desde dos estanques, el elevado y el semienterrado del Pozo Pílon N° 1. El estanque elevado, distribuye hacia la red a través de dos tuberías conformadas por tuberías de $\varnothing= 4$ pulg. de PVC y desde el estanque semienterrado se distribuye por bombeo directo a la red.

3.2.5.1 Operación de Llaves

La red tiene siete (7) llaves las cuales son manipuladas por dos (2) operadores del sistema contratados por la Alcaldía del municipio Monagas. Las llaves se operan para racionar el servicio de agua por días en los sectores del Centro, Indígena y Bolivariano, los cuales topográficamente pertenecen a sectores diferentes. El Centro tiene cotas que oscilan entre 195 y 190 m.s.n.m, mientras que los sectores Indígena y el Bolivariano están en cotas más bajas que fluctúan entre 185-170 m.s.n.m.

A pesar que las válvulas seccionan la red, con la intención de retener el agua en las zonas altas, estas no son suficientes y existen ramales de tuberías que se comunican con los sectores bajos por donde el agua tiene preferencia, quedando el casco central sin agua. La operación de las válvulas se realiza de la forma que se describe en la Tabla N° 3.3.

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

Tabla 3.3. Resumen Operación de Válvulas

Llave N°	Ubicación	Operación (Según operadores del sistema)
No. 1	Prolongación calle Bolívar, cerca del antiguo tanque	Según el operador esta llave se mantiene cerrada los días lunes y martes con el fin de abastecer El Centro, y la abre los días miércoles y jueves para abastecer al sector Indígena.
No. 2	Prolongación calle Ambulatorio	Esta llave se mantiene cerrada de lunes a viernes para surtir el sector El Centro, y se mantiene abierta los días viernes y sábado para abastecer el sector indígena.
No 3	Frente la iglesia en la calle el Culebrón	Siempre se encuentra abierta, con la finalidad de surtir el sector El Centro.
N° 4	Antes del cruce de la calle El Culebrón exactamente frente	Mantiene cerrada los días martes y jueves con la finalidad de abastecer a la población del Centro. Llave conocida por los operadores como “La China”,
No. 5	Adyacente al tanque elevado sector Bolivariano	Llave se mantiene cerrada los días martes y jueves.
No. 6	Ubicada en la calle paralela a la calle Principal en sentido norte,	Se mantiene cerrada los días martes y jueves para surtir la calle que intercepta la calle principal, y para los días restantes de la semana se mantiene abierta. Esta llave se le conoce con el nombre “El Hijo de la Noche”
No. 7	Frente a la antena CANTV.	Se mantiene siempre abierta ya que el cerrarla no produce ningún efecto importante debido a que esta llave solo le suministra agua a 6 casas.

Fuente: Elaboración Propia

Capítulo III. Descripción del Sistema de Abastecimiento

A continuación la figura 3.23 muestra enumerada la ubicación de las llaves en la red.



Figura 3.23. Distribución de las Llaves en la Red Actual de Santa Clara.

Los detalles del sistema de abastecimiento existente se pueden apreciar en el plano AC-9.

CAPITULO IV. MARCO METODOLÓGICO Y CÁLCULOS.

4.1 GENERALIDADES

En el presente capítulo se describe el procedimiento que se utilizó tanto en la etapa preliminar como para el análisis y diseño de la red de abastecimiento de agua potable de la población de Santa Clara. Estas actividades son fundamentales para que cada uno de los componentes del sistema estén adecuadamente diseñados. También para esto se obtuvo la demanda de agua del sector, proyectando la población actual para un período de 30 años.

Se recopiló toda la información necesaria de la zona estudiada, buscando asesoría de expertos en el tema, en reuniones con Hidrocaribe Anzoátegui, Ministerio del Poder Popular para el Ambiente, el Instituto Nacional de Estadística (I.N.E), Petróleos de Venezuela (PDVSA), entre otros. También se consultaron bibliografías, normativas y trabajos de grado relacionados con el tema, con la finalidad de obtener referencias consideradas imprescindibles para el soporte técnico de este trabajo.

4.2 ESTUDIOS PRELIMINARES.

Para la evaluación y diseño del sistema de abastecimiento de agua, se realizaron los siguientes estudios, los cuales fueron necesarios para obtener todas las condiciones del sitio y así aportar los datos para un diseño equilibrado, económico y capaz.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

Los estudios realizados fueron los siguientes: estimación de la población futura, estimación de la dotación, demanda actual y futura, levantamiento topográfico, y análisis de las posibles fuentes de abastecimiento.

4.2.1 Estimación de la Población Futura.

La demografía es uno de los primeros factores a tomarse en cuenta para el diseño del sistema de acueductos, porque la estimación de la población futura va a depender en su totalidad de esta primera información. Se buscaron registros censales en el Instituto Nacional de Estadística (I.N.E), organismo oficial encargado de proporcionar este tipo de información.

El último censo realizado por el INE fue en el año 2001, se obtuvo que la población de Santa Clara contaba con una población de 2.042 habitantes.

Actualmente el sector no cuenta con un plan de ordenamiento urbano para conocer los posibles desarrollos que pudiera tener esta localidad en un futuro, por ello solo se consideró como aspecto fundamental el crecimiento de la población y no un crecimiento urbanístico en sí, para evaluar el sistema en funcionamiento y las mejoras a futuro.

Adicionalmente dentro de los planes de desarrollo de la Nación está planteado el proyecto Socialista Orinoco, el cual asocia a un crecimiento adicional de la población por concepto de inmigración. Estos planes contemplan el incremento de la actividad petrolera, industrial y desarrollo de nuevos polos urbanísticos. Según pauta fijada por Hidrocaribe se tomó un incremento de 10% por estas causas, valor que fue usado para los cálculos realizados.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

Se estimó un período de diseño de 30 años comprendidos entre los años 2010 y 2040 para el sistema de distribución de agua potable. Con base a lo establecido para líneas de tuberías de diámetros menores a 12 pulg. se recomienda un período de diseño de 20 a 25 años [18], para estanques de almacenamiento de metal de 15 a 20 años y para las fuentes de abastecimiento tanto superficiales como subterráneas de 20 a 30 años [15].

4.2.1.1 Métodos Empleados para la Estimación de la Población Futura.

La estimación futura de la población de Santa Clara se calculó con la aplicación de los métodos de proyección de población: Aritmético y Logarítmico basados en los censos y proyecciones realizados por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE). Por no existir un plan de ordenamiento urbano, no se aplicó el método de las densidades.

4.2.1.1.1 Método Aritmético (Lineal).

Para estimar el comportamiento de la población actualmente y proyectarla para el año o período establecido, se emplearon las ecuaciones 2.1 y 2.2 del Capítulo 2.

Muestra de cálculo (Para el año 2040):

$$K_a = (2.042 - 1.635) / (2001 - 1990) = 37,91 \text{ hab/año}$$

$$P_f = 2.042 + 37.91 * (2040 - 2001) = 3.485 \text{ Hab.}$$

4.2.1.1.2 Método Geométrico.

Este método no fue empleado, debido a que los resultados arrojados por el mismo en comparación con los otros métodos quedaron muy por encima de los

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

valores estimados, por lo que se tomaron solo los métodos aritmético, logarítmico y la proyección del INE para realizar el promedio.

4.2.1.1.3 Método Logarítmico.

De acuerdo a las ecuaciones 2.5 y 2.6 referidas en el Capítulo 2, se calcularon los valores de la población actual y futura. Es importante aclarar, que para el cálculo de la tasa de crecimiento se tomaron en cuenta los censos suministrados por el INE de la población de Santa Clara.

Muestra de cálculo (Para el año 2040):

$$K_{g1} = \frac{7,399 - 7,262}{1990 - 1981} = 0,015$$

$$K_{g2} = \frac{7,622 - 7,399}{2001 - 1990} = 0,020$$

$$K_{gtotal} = \frac{0,015 + 0,020}{2} = 0,018$$

$$LnPf = 7,262 + 0,018 * (2040 - 1981) = 8,324$$

$$Pf = 4059 \text{ Hab.}$$

4.2.1.2 Densidad Poblacional

Actualmente la población de Santa Clara no cuenta con un plan de ordenamiento urbano para conocer los posibles desarrollos que pudiera tener esta

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

localidad en un futuro. Por ello, para el cálculo de la densidad se tomaron las áreas del pueblo que a nivel de terreno presentan posible expansión y a partir de las tuberías proyectadas se tomo un retiro de 150 m aproximadamente.

En el plano AC-7 se muestra el área de crecimiento de la población de Santa Clara. Conocida la proyección poblacional para el 2040 y el área total del sector, se determinó la densidad de la siguiente manera:

$$D = \frac{4002hab}{103,43ha} = 38,69 \cong 40hab/ha$$

4.2.2 Estimación de la Dotación.

Esta información es de gran importancia en la mejora para el logro de sistemas funcionales, dentro del lapso económicamente aconsejable. Mediante investigaciones realizadas, se ha llegado a aproximaciones que hacen cada vez más precisas las estimaciones sobre consumos de agua. Nuestras normas basadas en algunas investigaciones propias y apoyadas en las de otros países, asignan cifras para las dotaciones de agua tomando en cuenta el uso de la tierra, la zonificación, y en otros casos las características de la población, o en casos de industrias, en función del tipo y de la unidad de producción. Estas cifras conducen a la determinación de un gasto o consumo medio, lo cual ha de constituir la base de toda evaluación, requiriéndose, por lo tanto, un conocimiento de estas estimaciones.

4.2.2.1 Dotación por Habitantes.

Las Normas INOS [12] recomiendan utilizar una dotación de 250 L/hab./día para poblaciones con un número de personas comprendido entre 20000 a 50000

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

habitantes y donde se desconozca el consumo requerido por los mismos. Considerando lo anterior y tomando en cuenta que la población futura comprende un total de 4002 habitantes para el año 2040 se utilizó dicha dotación.

4.2.3 Demanda Actual y Futura.

La determinación de la demanda está basada en el caudal medio diario. Para la red de distribución se utiliza el caudal máximo horario respectivamente.

4.2.3.1 Consumo Medio Diario (Qmd).

El consumo medio diario viene dado de acuerdo a la población a servir y a la dotación. Este consumo se obtiene por medio de la ecuación 2.12, señalada en el capítulo 2. Para determinar el consumo medio de la población, se tomaron los valores aportados por el promedio de los métodos de proyección geométrico y logarítmico, más el 10% de incremento de inmigración por incidencia de la actividad petrolera con el cual se determinó el gasto medio actual y futuro para un período de 30 años.

Muestra de Calculo (Para el año 2040):

 **Consumo Residencial:**

$$Q_m = \frac{250L / hab / día * 4002}{86.400} = 11,58L / s$$

Para este proyecto se uso el valor de $K_1 = 1,50$, constante de diseño de acuerdo al rango recomendado Arocha [6]:

$$Q_{md} = 1.5 * 11,58 = 17,37L / s$$

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

4.2.3.2 Consumo Máximo Horario (Q_{mh}).

El consumo máximo horario permitirá dar a conocer la capacidad de la red. En el capítulo 2, en la tabla 2.2, se menciona el cálculo de este caudal, así como los diferentes valores de “K”, sugeridos por diferentes autores. En este para el consumo máximo horario, se asumió un valor de $K_2=2,5$.

Muestra de Calculo (Para el año 2040):

$$Q_{mh} = 2,5 * 11,58 \text{ L/s} = 28,95 \text{ L/s.}$$

4.2.3.3 Consumo Unitario (Q_{unit}).

Debido a que las áreas de consumo de agua potable del pueblo no se encuentran bien definidas y delimitadas, la determinación del consumo de agua potable de cada tramo de la red de distribución se hizo en función a un caudal unitario. El mismo se calculó dividiendo el consumo medio entre el área bruta (Ver plano AC-7) a servir por red.

Muestra de Calculo (Para el año 2040):

$$Q_{unit} = \frac{11,58 \text{ L/s}}{103,433 \text{ Ha}} = 0.1120 \text{ L/s.Habruta}$$

Para determinar el consumo de cada tramo, solo se multiplicó el caudal unitario por el área tributaria del tramo de tubería proyectada. Como muestra de cálculo de

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

caudal de agua potable de un tramo de la red, se muestra el del tramo N-010 al N-011, que tiene un área de consumo de 1,078 Ha

Muestra de Calculo (Para el año 2040):

$$Q_{10-11} = 0,1120 \text{ L/s.Ha} * 1,0780 \text{ Ha} = 0,1207 \text{ L/s.}$$

El consumo en los nodos se determinó como la sumatoria de los caudales de aporte de los tramos unidos por éstos, es decir, cada tramo aportaba a sus respectivos nodos la mitad del gasto del mismo.

Por ejemplo, el nodo N-010, recibe la mitad del consumo de los tramos N-010-N-011, N-010- N-052 y N-010-N-009. Los gastos de dichos tramos se calcularon de la misma manera que el de la muestra presentada anteriormente, obteniéndose así, un consumo en el nodo de:

$$Q_{\text{unit}} = \frac{0,1207L/s + 0,0545L/s + 0,0541L/s}{2} = 0.1146L/s.$$

4.2.4 Levantamiento Topográfico.

Este es un factor determinante a la hora de diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, ya que permite conocer los desniveles del terreno y las cotas de los puntos de interés.

Es importante destacar que la mayoría de las cotas que se obtuvieron de la red existente fueron obtenidas de un plano suministrado por PDVSA perteneciente a un

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

proyecto [6], el cual permitió verificar la condición actual del sector, definiendo nuevos puntos estratégicos para realizar la toma de cotas con el equipo necesario.

El levantamiento de los nuevos puntos estratégicos estuvo a cargo de la empresa Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A, igualmente fueron obtenidas las cotas de losa del estanque, tuberías de entradas, llenadero de camiones cisternas, estanque subterráneo en construcción, pozo Pílon N°1, pozo Pílon N°2 y el pozo Bolivariano.

En las fuentes superficiales fueron tomados varios puntos en el dique toma Coporo y en la captación del morichal Mapirito, estableciendo en este último dos secciones transversales (“A” y “B”). Esto se realizó con la finalidad de evaluar las profundidades de los mismos.

Como no existen planos de las vías de acceso, fuentes superficiales, estaciones de bombeo, aducciones y pozos subterráneos se tomaron mediciones de coordenadas para la ubicación de estos, con un GPS marca Garmin etrex Legend. (Suministrado por Hidrocaribe).

4.2.5 Análisis de las Posibles Fuentes de Abastecimiento de Agua Potable.

Este análisis comprende estudios de calidad de agua tanto de las fuentes superficiales como subterráneas, recopilación de aforos de los pozos existentes, medición de la sección transversal, caudales máximos y mínimos y las variaciones del nivel del agua del morichal Mapirito.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

4.2.5.1 Calidad del Agua.

Se realizaron diferentes muestreos de las aguas de las fuentes de abastecimiento de Mapirito, Coporo y Pozos Pilón N° 1 y Pilón N° 2.

Los parámetros analizados de las muestras son los establecidos según el Decreto N° 883 [26], señalados en el Artículo 4, para aguas Tipo 1 y sub-tipo 1A y 1B (relacionadas con aguas destinadas que requieran agua potable).

Igualmente las sustancias utilizadas para el almacenamiento y preservación de las muestras de agua se rigieron bajo las condiciones del “*Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*” [27].

En la siguiente tabla se pueden observar las fechas de muestro de las fuentes Mapirito, Coporo, Pozo Pilón N° 1, Pozo Pilón N° 2 y Pozo Bolivariano.

Tabla 4.1. Fecha de los Muestreos Realizados a las Fuentes de Agua

Fecha de Muestreo	Empresa
14-07-08	Hidrocaribe
31-07-08	Hidrocaribe
23-04-09	Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A.
29-05-09	Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A.
02-02-10	Autores de este Trabajo de Grado

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

4.2.5.2 Aforo de los Pozos.

Se realizaron pruebas de aforo a fin de conocer de forma preliminar los caudales que se están extrayendo actualmente de los pozos Pilón N° 1, Pilón N° 2 y Bolivariano.

Estas pruebas fueron ejecutadas por diferentes empresas contratadas por la empresa Hidrocaribe. En la siguiente tabla se muestra un resumen informativo:

Tabla 4.2. Resumen Informativo Sobre los Aforos Realizado a los Pozos

Pozos	Fecha de las Pruebas	Empresas
Pilón N° 1	23-04-09 Diciembre 2009	Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A. Ingenorca
Pilón N° 2	29-05-09 Diciembre 2009	Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A. Ingenorca
Bolivariano	Diciembre 2009	Ingenorca

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

La empresa Ingenorca realizó el aforo por el método del orificio, usando equipos de 3 L/s. Mientras que la empresa Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A. realizó el aforo con recipiente de volumen conocido.

4.2.5.3 Medición de la Sección Transversal del Morichal Mapirito.

El levantamiento de la sección transversal del morichal Mapirito es de importancia para realizar el cálculo del caudal máximo y mínimo de la fuente y así determinar si esta es apta para abastecer la población futura.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

La medición estuvo a cargo de la empresa Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A.

Fueron tomados varios puntos en la captación del morichal Mapirito, estableciendo dos secciones transversales (A-A y B-B). Esto se realizó con la finalidad de evaluar las profundidades de los mismos. Estas secciones se ven representadas en el plano AC-8.

4.2.5.4 Caudales Máximos y Mínimos del Morichal Mapirito.

Se realizó una medición de caudal en el Morichal Mapirito, con el propósito de conocer su valor en tiempo sea en forma aproximado. Debido a que no se tienen registros de estudios en el Ministerio del Ambiente referente a este morichal, este estudio se realizó el día 29/01/2010 al día Martes 02/02/2010.

La metodología para realizar las mediciones en una fuente de agua superficial, establece que se debe levantar dos secciones transversal y medir la velocidad en diferentes puntos de este tanto a lo largo como a lo alto, con un correntómetro. El tiempo mínimo de muestreo recomendable para este tipo de estudio es de un año, para estudiar la fuente en las diferentes estaciones del año.

Para determinar la sección, previamente se realizó un levantamiento topográfico en 2 (dos) secciones del Morichal, determinándose las profundidades a lo largo de cada sección (Ver plano AC-8).

Para medir la velocidad se presentaron ciertas condiciones generales que hicieron imposible el cálculo de la misma. Primeramente debido a la falta de un correntómetro y una mira, ya que no estaban habilitados ni en la Universidad de oriente ni en el Ministerio del Ambiente, se optó por un método práctico y

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

aproximado para la realización del estudio a través del método del flotador Superficial, debido a que se denotaron y percibieron ciertas condiciones en el morichal, se hizo imposible la medición de velocidad en distintos puntos de la misma, por ello, se definió desarrollar la medición en un solo punto de referencia y se tomó el área total de la sección para el cálculo.

Este estudio se realizó por 4 días (ya que el Domingo la Bomba no se pone en funcionamiento), en 8 intervalos de 1 hora para cada lectura, entre las 8:00 am y 4:00 pm.

 Cálculo de la Velocidad:

Para este parámetro se utilizó la ecuación:

$$V = \frac{D}{T}$$

(Ec.4.1)

Donde:

V: Velocidad (m/seg)

D: Distancia (m)

T: Tiempo (Seg)

Cabe destacar que en pleno estudio se pudo observar que el flujo del agua en el morichal era prácticamente nulo y las mediciones de la velocidad se tornaron complicadas, ya que si se hacía presente el viento este desviaba el flotador debido a la débil corriente y se tenía que repetir el estudio, debido a esto se estableció una

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

distancia menor de 0.50 m entre dos puntos dentro del morichal cercanos a la sección A-A (Ver Plano AC-8 y figura 4.1), con un cronometro se tomo el tiempo que un elemento flotante hacia el recorrido. (Figura 4.2).

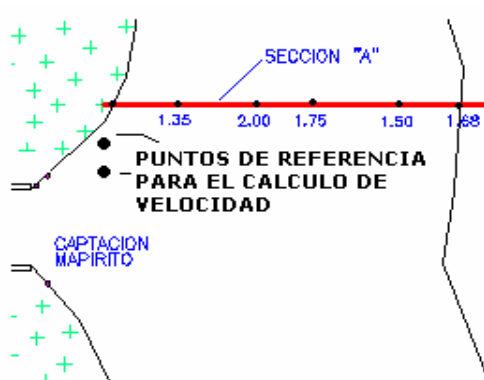


Figura 4.1. Punto de Referencia para el Calculo de la Velocidad.

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.



Figura 4.2. Flotador para la Medición de la Velocidad

Muestra de Cálculo:

Para el día 29/01/2010, hora: 8:00 am, se obtuvo lo siguiente:

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

$$V = \frac{0.50}{275} = 0.0018m/s$$

 Cálculo del área:

Se obtuvo a partir levantamiento topográfico realizado en dos secciones del morichal (Ver plano AC-8), para los cálculos se tomo la sección “A”, calculando las áreas de cada trapecio y triangulo del perfil y realizando la sumatoria de ellas se obtuvo el área total.

Muestra de Cálculo:

Perfil de la Sección “A”:

$$A_1 = \frac{1.30 + 2.50}{2} = 1.68m^2$$

$$A_2 = \frac{(1.35 + 2.00) * 3.10}{2} = 5.19m^2$$

$$A_3 = \frac{(2.00 + 1.75) * 2.20}{2} = 4.13m^2$$

$$A_4 = \frac{(1.75 + 1.50) * 3.40}{2} = 5.53m^2$$

$$A_5 = \frac{(1.50 + 1.68) * 2.30}{2} = 3.66m^2$$

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

$$A_{\text{total}} = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = 20.19m^2$$

 Cálculo del Caudal:

Una vez calculado la velocidad y el área se obtuvo el caudal mediante la ecuación de la continuidad:

$$Q = V \times A \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde:

Q: Caudal (m^3/seg)

V: Velocidad (m/seg)

A: Área (m^2)

Muestra de Cálculo:

Para el día 29/01/2010, hora: 8:00 am, se obtuvo lo siguiente:

$$Q = 0.0018 * 20.19 = 0.036 \frac{m^3}{s}$$

4.2.5.5 Altura del Nivel del Agua en el Morichal Mapirito.

Desde el día Viernes 29/01/2010 al día Martes 02/02/2010 se realizó un estudio para medir la altura del nivel del agua del Morichal Mapirito, con el propósito de conocer su comportamiento, en tiempo seco.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

Este estudio se realizó por 4 días (Ya que el Domingo la Bomba no se pone en funcionamiento), en 8 intervalos de 1 hora para cada lectura, entre las 8:00 am y 4:00 pm.

Se empleó una regla graduada construida en sitio, semejante a una mira como guía para las mediciones. (Ver Figura 4.3). La vara fue enterrada 20 cm en la entrada del desarenador, a partir de esta medida se comenzó a realizar las mediciones pertinentes.



Figura 4.3. Regla Graduada.

4.3 EVALUACIÓN Y DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Primeramente se evaluaron todas las condiciones de la red existente estipuladas en la sección 3.2, para luego realizar la evaluación y diseño de la nueva red de distribución de agua potable de la población de Santa Clara, para el cual se tomaron en cuenta las consideraciones establecidas en la sección 2.11 del capítulo II.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

El diseño de la red de distribución se hizo utilizando el software **WaterCAD**, versión 8.0, a continuación se nombran las normas y las consideraciones generales tomadas para el proyecto.

4.3.1 Normas que se Consideraron para el Análisis de Resultados que Arrojo el Software Watercad.

🔧 Para las presiones se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las Normas INOS establece que la presión máxima debe ser de 70 metros.
- Las normas ACUERUR establecen que las presiones dinámicas variarán entre 5 y 40 metros y la presión estática máxima será menor de 50 metros.
- Rivas Mijares recomienda para zonas rurales con población hasta de 5000 habitantes una presión mínima 10 m y máxima 40 m.

🔧 Para las velocidades se tomó en cuenta lo que dicta la Norma para:

- El Diseño y Construcción de Acueductos para Pequeñas Poblaciones, la cual recomienda para la red de distribución velocidades máximas desde 0.70 m/s para diámetros de 2 pulg. hasta 1.10 m/s para tuberías de 12 pulg.

4.3.2 Consideraciones del Generales.

Para la evaluación de la red actual y diseño de la nueva red de distribución se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

- ✎ Para la selección del período de diseño se tomaron en cuenta los aspectos prácticos, económicos y operativos del sistema, basados en los siguientes factores: vida útil de las tuberías, facilidad o dificultad para hacer ampliaciones, crecimiento de la población y desarrollo de la comunidad; En base a estas consideraciones e incluyendo el factor de seguridad se adoptó un período de diseño para el cálculo de la población a un horizonte de 30 años.
- ✎ Para el cálculo del consumo medio se selecciono la población obtenida mediante el promedio de los métodos aritmético y logarítmico y la proyección del INE, por ser los métodos que se ajustaban mejor al crecimiento de la población rural para el período de diseño de 30 años.
- ✎ La red de distribución se diseñó para la hora de máximo consumo horario.
- ✎ Los diámetros definidos para la red, se obtuvieron mediante simulaciones realizadas con el software WATERCAD, hasta lograr que el sistema presentara las mejores condiciones de diseño que fuesen económicamente viable.
- ✎ La mayoría de las tuberías de la red serán de Policloruro de Vinilo de alta densidad clase AB ($PT = 10 \text{ kg/cm}^2$), con la excepción de algunos tramos cuyo material será de Acero.
- ✎ Tomando como base la tabla 2.7, se consideran los anchos de zanjas y profundidades mínimas. Para un diámetro de 0,15 m (6") el ancho es

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

de 0,60 m y la profundidad de rasante es de 0,89 m y para un diámetro de 0,10 m (4") el ancho es de 0,60 m y la profundidad de rasante es de 0,70 m.

🔧 Para la colocación de válvulas se dividió el pueblo en 3 sub-sectores, reduciendo de esta manera el número de válvulas y conservando las existentes. Resultó complicado aislar con un máximo de 4 válvulas como lo indica la norma [19], debido al mal urbanismo presente.

🔧 La red de distribución fue proyectada tipo mixta, debido a la disposición de las viviendas, el tipo de suelo y siguiendo la forma de crecimiento de toda la población.



Figura 4.4. Distribución de las Tuberías Existentes y las Proyectadas

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

🔧 Las tuberías se proyectaron a 1 m de la acera, a partir de las tuberías de existentes, puesto que las mismas son relativamente nuevas y se

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

presume que se encuentran en buen estado y se adaptan perfectamente para el diseño elaborado, el cual es económicamente viable.

4.4 EVALUACIÓN ACTUAL Y FUTURA DE LA CAPACIDAD DEL ESTANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.

En este diseño se calculó únicamente la capacidad del estanque de almacenamiento, recomendándose para el buen funcionamiento del sistema de distribución a futuro, permitiendo compensar las variaciones de consumo horarias que presenta la localidad.

La capacidad que debe tener un estanque de almacenamiento, varía de acuerdo a las condiciones y requerimientos para los cuales funcionará. Para el sistema diseñado el estanque debe compensar las fluctuaciones de consumo y debe tener capacidad para suplir agua en caso de interrupciones de abastecimiento matriz.

La capacidad del estanque se chequeó para el año en curso y para el año 2.040 considerando un período de diseño de 30 años. De acuerdo a las proyecciones de población realizadas (Tabla 5.1), santa clara posee 2.633 habitantes para el año 2010 y 4.002 habitantes para el año 2040.

4.4.1 Capacidad de Fuente de Abastecimiento.

A fin de garantizar el servicio continuo y eficiente es necesario establecer un caudal que sea capaz de suplir el agua para el día mas critico de mayor consumo, es decir el Caudal Máximo Diario.

$$Q_{md_{2010}} = 1,5 * 7,62L/s = 11,43L/s$$

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

$$Q_{md_{2040}} = 1,5 * 11,58L/s = 17,37L/s$$

4.4.2 Caudal de Bombeo (Qb)

De acuerdo a la nueva aducción, del proyecto de Hidrocaribe [28], que abastecerá a la red de Santa clara y al futuro estanque, funcionará mediante un sistema de bombeo durante un período de 16 horas continuas. Para el estanque actual se considero 24 horas continua de bombeo.

$$Q_{b_{2010}} = \frac{24}{24} * 11,43L/s = 11,43L/s$$

$$Q_{b_{2040}} = \frac{24}{16} * 17,37L/s = 26,05L/s$$

4.4.3 Volumen de Incendio (Vi)

No se consideró caudal de incendio en el diseño de la red, debido a que la población es rural y no presenta zonas de gran importancia como comercios e industrias relacionada a este sistema.

4.4.4 Volumen por Fluctuaciones de Consumo (Vfc)

Según lo descrito en la sección 2.5.5 del capítulo II, cuando no se dispone de una curva aplicable al caso estudiado, el volumen de compensación para localidades pequeñas debe ser del 30 al 45% del consumo diario de diseño [15].

$$V_{fc_{2010}} = 0,25 * 3600seg * 11,43L/s = 10,29m^3$$

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

$$V_{fc_{2040}} = 0.25 * 3600_{seg} * 26.05L/s = 23,45m^3$$

4.4.5 Volumen por Interrupciones del Abastecimiento Matriz (Vint).

De acuerdo a lo establecido por las normas I.N.O.S [118] se estimó un período de interrupción de 4 horas.

$$V_{int_{2010}} = 4 * 3600_{seg} * 11.43L/s = 164,56m^3$$

$$V_{int_{2040}} = 4 * 3600_{seg} * 26.05L/s = 375,19m^3$$

4.4.6 Capacidad del Estanque de Almacenamiento

La capacidad del estanque debe actuar para compensar las variaciones de consumo horarias, además de prever reserva para incendio e interrupciones de servicio. A continuación en la tabla 4.3 se indican los volúmenes totales:

Tabla 4.3. Capacidad Requerido del Estanque

Año	Población (Hab)	Q _m (L/s)	Q _{md} (L/s)	Q _b (L/s)	V _{fc} (m ³)	V _{Int} (m ³)	V _{Total} (m ³)
2010	2633	7,62	11,43	11,43	10,29	164,56	175
2040	4002	11,58	17,37	26,05	23,45	375,19	400

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

4.5 APLICACIÓN DEL SOFTWARE WATERCAD.

El análisis hidráulico de la red de distribución se realizó con ayuda del programa WaterCAD V8. Para el diseño de la red se introdujeron los siguientes datos:

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

Datos Generales del Proyecto:

- 🔧 Nombre del proyecto
- 🔧 Ubicación
- 🔧 Calculista
- 🔧 Fecha

Datos Generales para el Cálculo:

- 🔧 Consumo medio – por nodos
- 🔧 Unidades del diámetro – en milímetros
- 🔧 Coeficiente de Hazen Williams – El tipo de material que fue usado para el diseño de la red fue PVC por lo tanto el $C = 140$, sin embargo de las tuberías T-001 a la T-004 que se encuentran en la salida del estanque, el material de la tubería es de acero por lo que $C = 120$.
- 🔧 Caso de Demanda – Se analizó para el caso de máximo consumo horario (Q_{mh}): el K_2 introducido fue de 2,5.


Datos de los Ramales:

- 🔧 Número total de tramos: 143
- 🔧 Número total de Nodos: 92
- 🔧 Longitud: es la distancia medida en metros, medida desde el nodo inicial al nodo final del tramo.
- 🔧 Diámetro: Son los diámetros internos asumidos para el trazado de las tuberías.

Datos de los Nodos:


- 🔧 Consumo medio: los gastos introducidos fueron los calculados previamente en las tablas B.2 (Apéndice B).
- 🔧 Cotas de terreno: estas cotas son las obtenidas del levantamiento topográfico, se introducen en metros.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

 Cota del Reservorio: es la cota del nodo inicial donde se encuentra el estanque más un 80% de la altura del mismo.

Con toda la información necesaria se ejecutó el programa para comenzar con la creación del nuevo proyecto. A continuación se establecen los pasos que se realizaron para introducir los datos y evaluar de esta manera el sistema existente de agua potable.

4.5.1 Apertura del Programa

El software WaterCAD 8.0 trae una aplicación llamada “WaterCAD V8 XM for AutoCAD”, en el cual se pueden realizar las acciones de ambos programas en la misma ventana. Haciendo click en el acceso directo WaterCAD V8 XM for AutoCAD , se cargo el programa, donde apareció la siguiente ventana principal (figura 4.5).

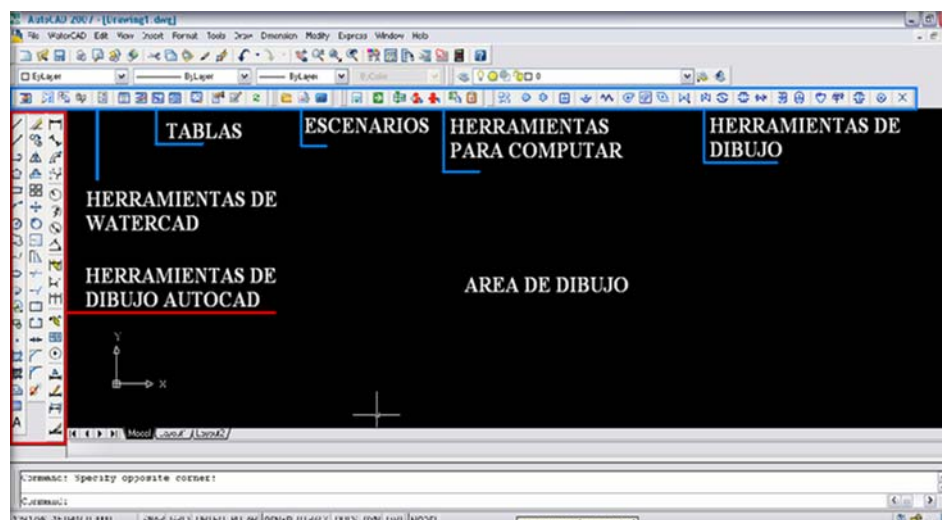


Figura 4.5. Ventana Principal.

Fuente: WaterCAD 8.0.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

En el área de dibujo de esta ventana, se realizó el trazado del sistema de distribución a través de la barra de herramientas de dibujo que se aprecia en el lado superior derecho de la misma, tomando como referencia el trazado elaborado en el programa AutoCAD, haciendo click en “File”, luego en “open”, tal como se muestra en la figura 4.6.

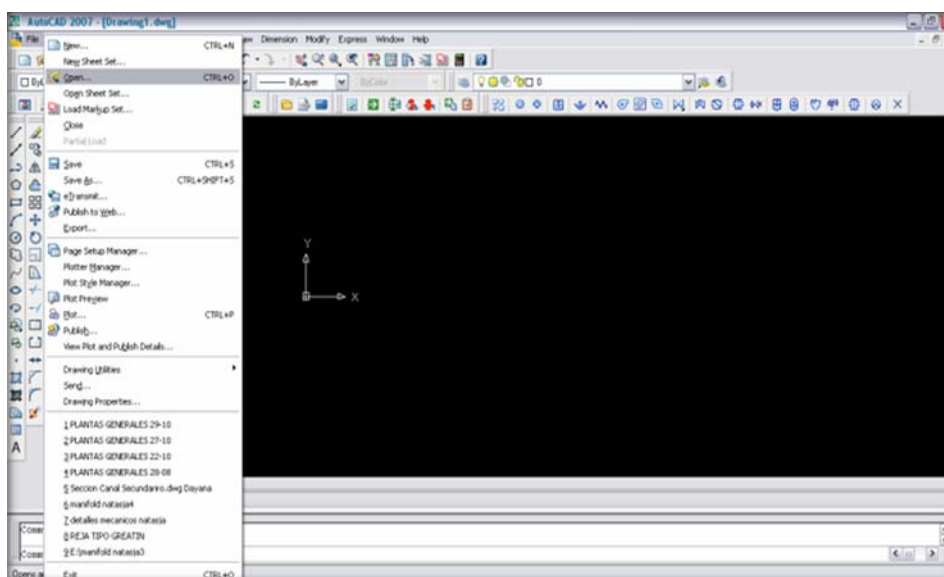


Figura 4.6. Menu “File”.

Fuente: WaterCAD 8.0.

Luego de hacer click en “Open” se ubicó el archivo y se hizo click en el botón inferior derecho “Open”, tal como se muestra en la figura 4.7.

Una vez que se abre el archivo, se realizó en el área de dibujo el trazado del sistema a través de la barra de herramientas de dibujo que se aprecia en el lado superior derecho de la figura 4.5, luego se hizo click en “File”, “Save as”, como se muestra en la figura 4.8.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

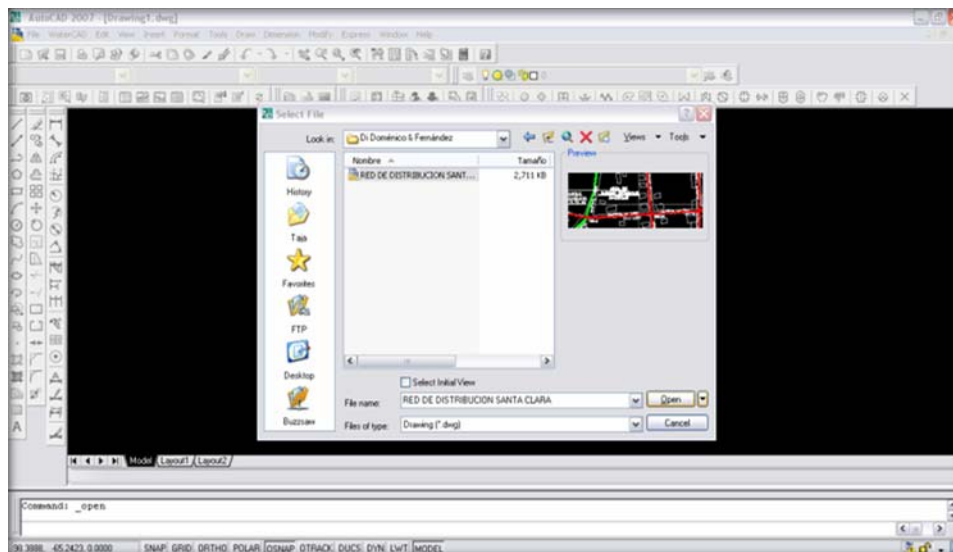


Figura 4.7. Selección de Archivos “Select File”.

Fuente: WaterCAD 8.0.

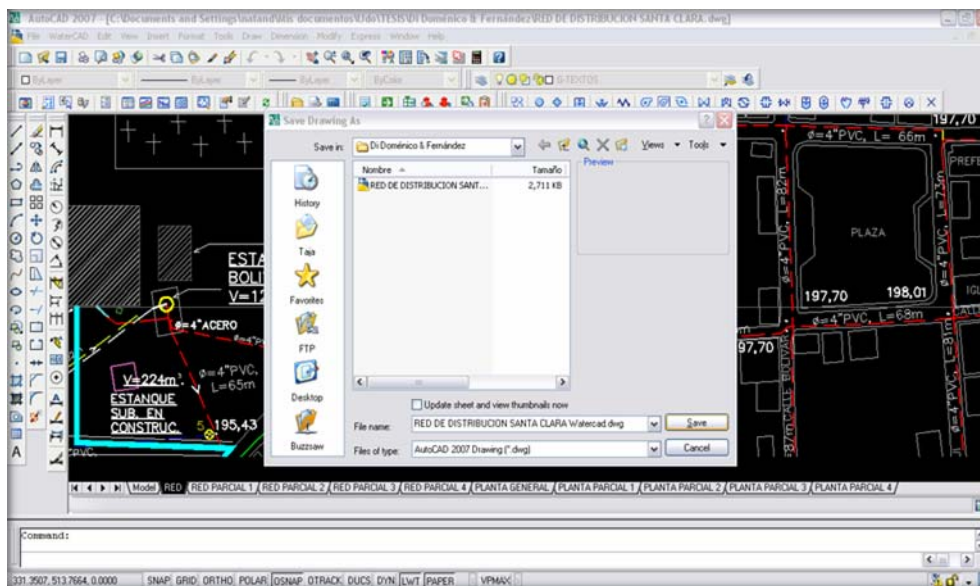




Figura 4.8. Guardar Archivo “Save Drawing as”.

Fuente: WaterCAD 8.0.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

Una vez que se guarda el archivo este genera a su vez dos archivos adicionales, el WTG  y el Microsoft Office Access Database , mostrados en la figura 4.9. Es importante que ninguno de estos dos archivos incluyendo el de AutoCAD no sean borrados.

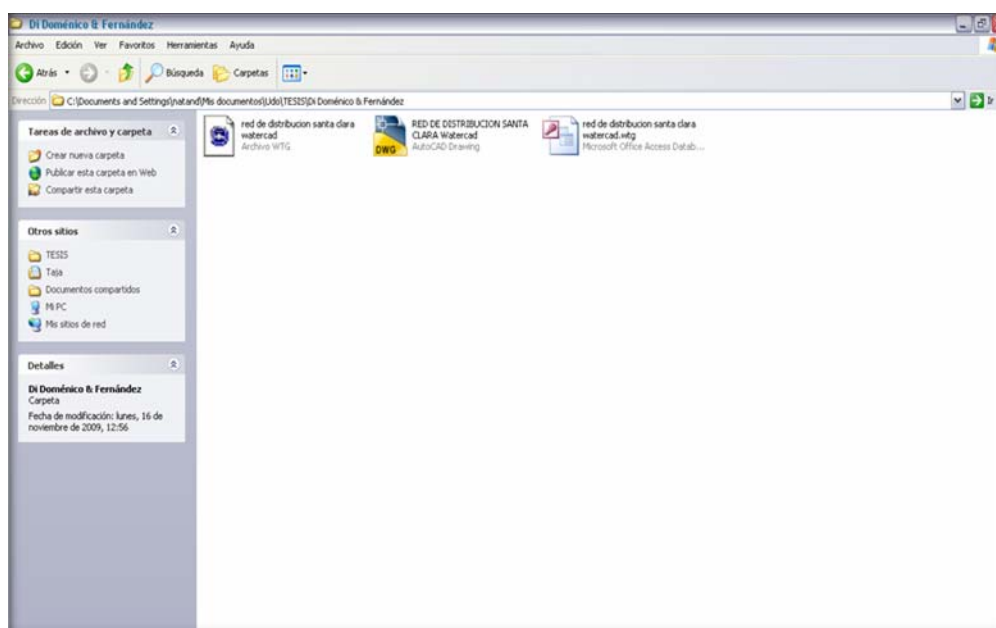




Figura 4.9. Archivos del WaterCAD 8.0

Fuente: WaterCAD 8.0.

4.5.2 Configuración del Programa

Luego de haber generado los 3 (tres) archivos, se abre el archivo WTG  o de igual manera se puede abrir el mismo archivo abriendo el programa haciendo click en el acceso directo  y abriendo el archivo de la misma manera como se especificó en el paso anterior, a diferencia que se debe abrir el archivo WTG y la ventana tiene un formato diferente como se muestra en la figura 4.10.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

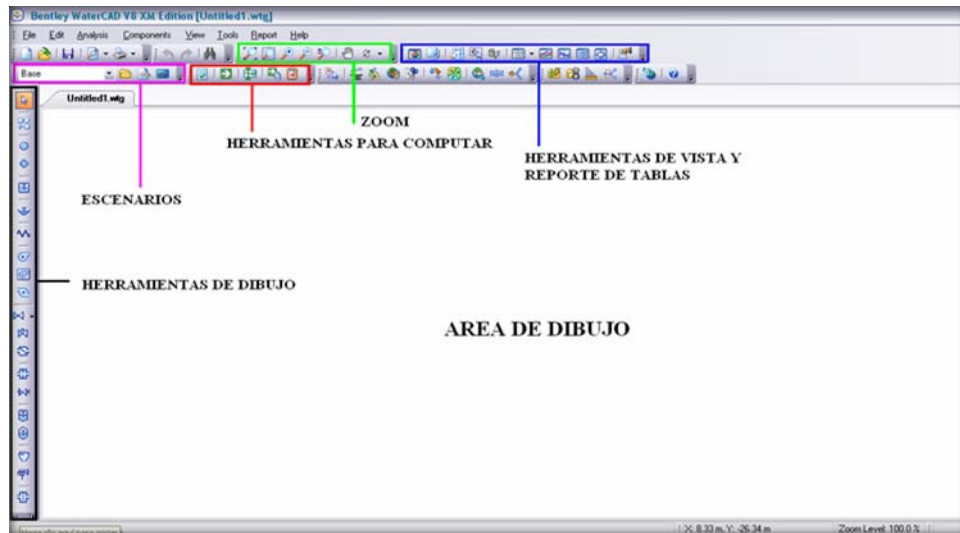


Figura 4.10. Barras de Herramientas

Fuente: WaterCAD 8.0.

Luego se procedió a la configuración del proyecto, donde se hizo click en “File”, “Project Properties”, donde apareció en la pantalla la ventana mostrada en la figura 4.11, donde se ubico el titulo del proyecto, nombre del ingeniero proyectista y la fecha de creación del proyecto.

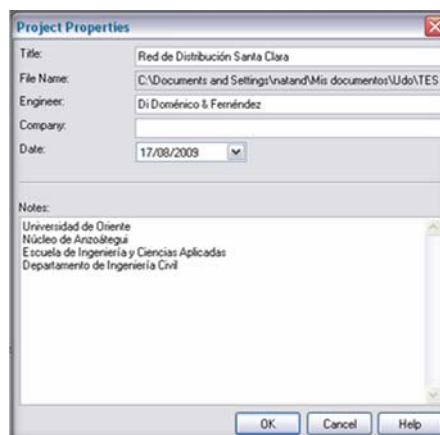


Figura 4.11. Propiedades del Proyecto “Project properties”

Fuente: WaterCAD 8.0.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

La siguiente ventana (figura 4.12) permite elegir los parámetros hidráulicos tales como: el método para el cálculo de presiones, fricción, tipo de líquido, temperatura con el cual se trabajará y tiempo de análisis. En la ejecución de este proyecto se utilizó la fórmula de Hazen-Williams, se trabajó con agua a 20°C y se realizó un análisis de 24 horas del sistema, en cuanto al resto de los parámetros se utilizaron los preestablecidos por el software.

Para ingresar a la ventana que permite elegir los parámetros hidráulicos (Figura 4.12), se hace click en “Analysis”, “Calculation Options”, luego se abre la carpeta llamada “Steady State/EPS Solver” y se le da doble click a “Base Calculation Options”.

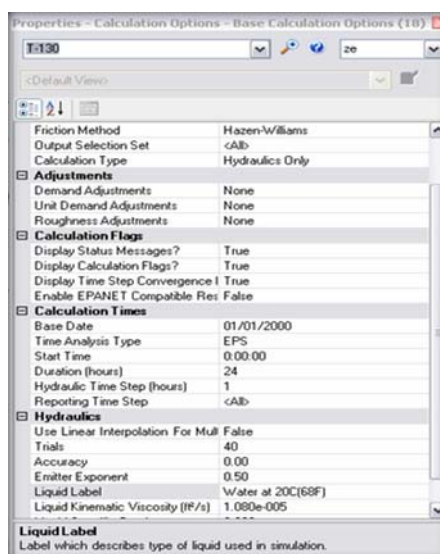


Figura 4.12. Opciones de Cálculo “Calculation Options”

Fuente: WaterCAD 8.0.

En la siguiente ventana mostrada figura 4.13, se puede definir la escala del dibujo, el tamaño, nomenclatura, alineación de los símbolos, textos y demás anotaciones y muchos otros parámetros que fueron preestablecidos por el software.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos



Figura 4.13. Opciones “Options”

Fuente: WaterCAD 8.0.

Es importante aclarar que el software WaterCAD permite la utilización de un patrón de consumo, para el diseño del sistema. En este proyecto se consideró la curva típica de variación horaria de consumo, establecida por el I.N.O.S [12] que se muestra en la figura 2.4. del capítulo 2 para observar el comportamiento del sistema a lo largo de las 24 horas del día. La figura 4.14 muestra la ventana “Pattern” donde se introdujeron los datos de la curva de consumo.

Los valores introducidos en el campo “Multiplier” fueron extraídos de la curva típica de variaciones horarias de consumo desarrollada por el I.N.O.S [12], estos son multiplicados automáticamente por los consumos medios en los nodos, generando distintos valores a lo largo de las horas de simulación.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

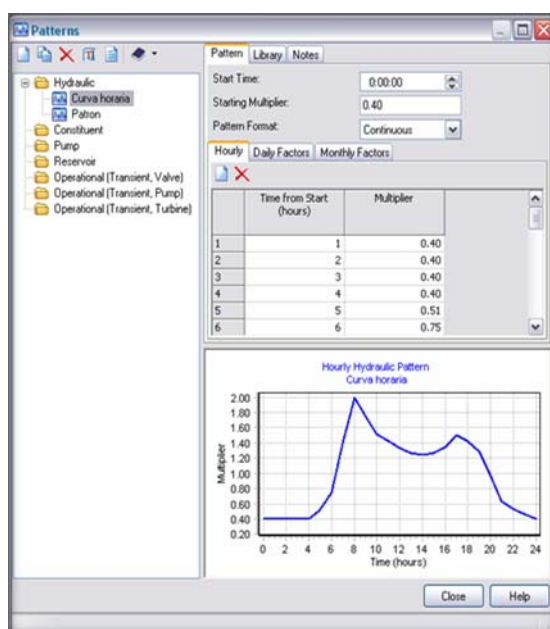


Figura 4.14. Patrones “Patterns”

Fuente: WaterCAD 8.0.

4.5.3 Introducción de Datos

Luego de la configuración del proyecto, se dibujó la red sobre el plano base como se explicó anteriormente, para de esta manera obtener un trazado con mejor precisión con respecto a cada elemento que conformaba la red. Siguiendo esta condición resultó cada detalle de las tuberías y nodos del sector; considerando estos como los puntos donde se interceptaban dos o más tuberías, extremos finales de tuberías y cualquier otro sitio intermedio que por razones de distribución se consideró conveniente establecer.

Por otra parte, después de haber realizado los cálculos de los distintos consumos, se introdujo los respectivos datos en cada elemento integrante de la red resultante.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

Antes de explicar la secuencia que se utilizó para introducir los datos, es importante aclarar que el programa automáticamente asigna la nomenclatura a los nodos, tramos de tuberías y llaves, pudiéndose estas cambiar manualmente haciendo doble click sobre ellas en caso que sea necesario.

Haciendo doble click sobre un nodo aparece la ventana respectiva para su configuración (figura 4.15):

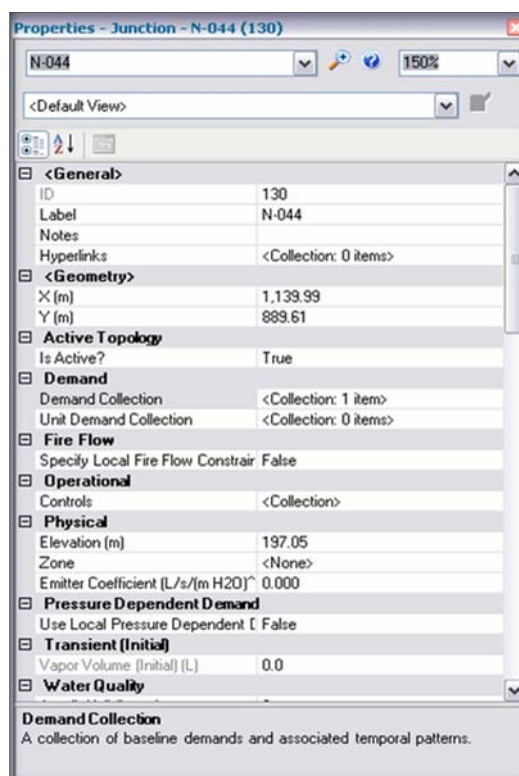


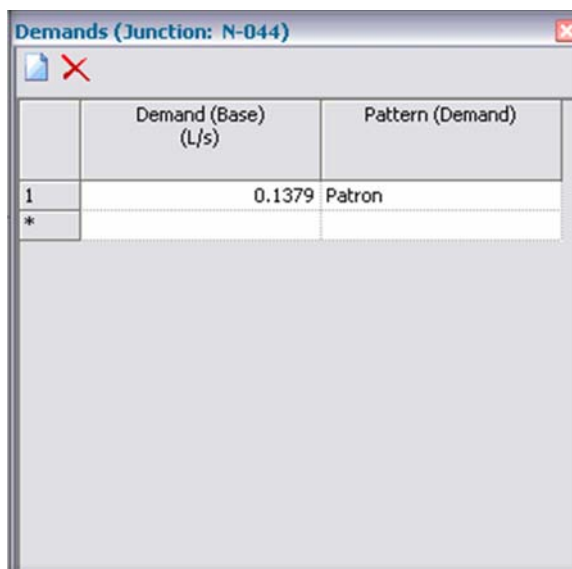
Figura 4.15. Propiedades del Nodo “Properties - Junction”

Fuente: WaterCAD 8.0.

En esta se coloca la cota del terreno establecida por el levantamiento topográfico en “Elevation”. En “Demand Collection” se introdujo el valor de la

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

demanda por nodo y el patrón de consumo de la junta editada, tal como se aprecia en la figura 4.16:



	Demand (Base) (L/s)	Pattern (Demand)
1	0.1379	Patron
*		

Figura 4.16. Demanda del Nodo “Demands - Junction”

Fuente: WaterCAD 8.0.

Las demandas introducidas en cada nodo de la red fueron obtenidas de realizar la repartición media de los consumos por calle.

La configuración de los tramos de tuberías sigue la misma configuración que la anterior, se hizo doble click en los tramos de tuberías, apareciendo la ventana respectiva (figura 4.17) donde se estableció el material, diámetro, coeficiente de rugosidad, la suma de los coeficientes de pérdidas de los accesorios que se encuentren en el tramo y se revisó la dirección del fluido, en caso de no ser la correcta se cambia a “Reverse”. Es importante acotar que la longitud de la tubería es obtenida directamente a la escala del dibujo, si se requiere lo contrario, se coloca “True” en “Has User Defined Lenght?” y a continuación en “Lenght” la longitud que se requiere establecer.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

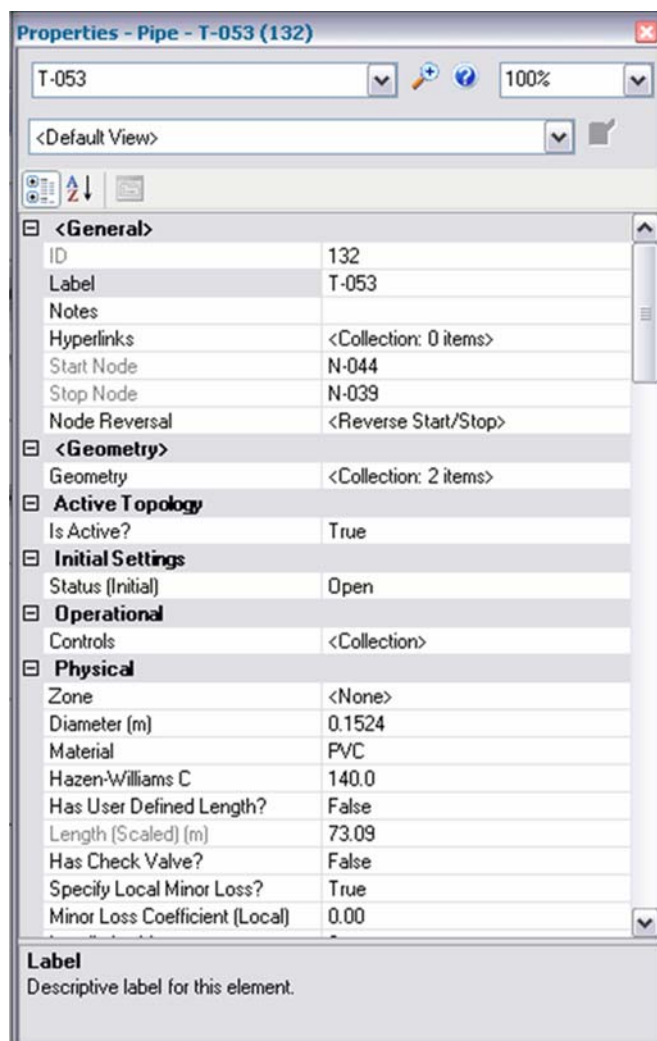


Figura 4.17. Propiedades de la Tubería “Properties - Pipe”

Fuente: WaterCAD 8.0.

Para la simulación del sistema se colocó como reservorio el Estanque elevado Bolivariano, situado en el Sector Bolivariano, donde se tomó el 80% de la altura total del agua en el estanque, obteniéndose una elevación de 212,21 m. La ventana del reservorio (figura 4.18) se obtiene de la misma forma que los elementos anteriores, donde podemos configurar su elevación.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

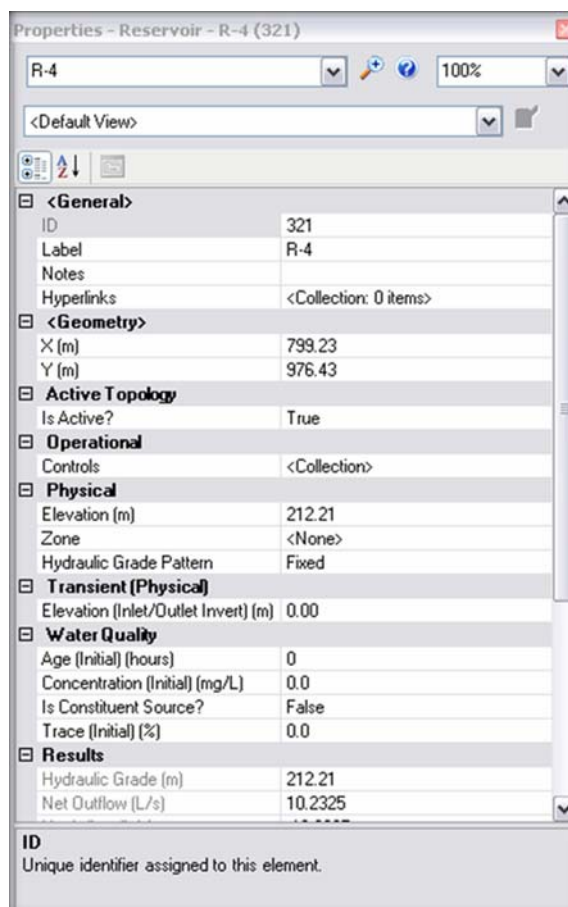



Figura 4.18. Propiedades del Reservoirio “Properties - Reservoir”

Fuente: WaterCAD 8.0.

Una vez ingresado y revisado todos los datos, se procede a ejecutar la simulación.

4.5.4 Simulación del Proyecto

Luego de cargar todos los datos que conforman la red, se inicio la simulación haciendo click en el botón “compute”  ubicado en la parte superior de la figura 4.5, en las herramientas para computar. Al presionar el botón se desprende una ventana (figura 4.19) donde se puede observar el funcionamiento de la red durante el


Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos


transcurso de un día típico, estableciéndose un tiempo de inicio a las 0 (cero) horas y un período de 24 horas de duración con intervalo de 1 hora. Se tomó las 8:00 am como la hora de máxima demanda.


Time (hours)	Balanced?	Trials	Relative Flow Change	Flow Supplied
All Time Steps[...]	True	32	0.0009837	19
00:00:00	True	7	0.0000468	19
01:00:00	True	1	0.0000255	19
02:00:00	True	1	0.0000106	19
03:00:00	True	1	0.0000289	19
04:00:00	True	1	0.0001467	19
05:00:00	True	1	0.0003965	19
06:00:00	True	1	0.0009837	19
07:00:00	True	2	0.0000130	19
08:00:00	True	1	0.0003997	19
09:00:00	True	1	0.0005410	19
10:00:00	True	1	0.0003759	19
11:00:00	True	1	0.0002178	19
12:00:00	True	1	0.0001709	19


Figura 4.19. Resumen de Cálculo “Calculation Summary”

Fuente: WaterCAD 8.0.


Se puede observar que en esta ventana se encuentra un símbolo , que indica el estado de la corrida mediante los siguientes colores:

 Verde: Indica que la corrida fue exitosa.

 Amarillo: Indica que existen advertencias a chequear en algún elemento de la red.

 Rojo: Indica que existen elementos desconectados al sistema y por lo tanto no se realiza la corrida hasta corregir el problema.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

Para obtener los resultados detallados de cada elemento de la red, se hizo click en “Flex Tables” , ubicado en la barra de herramientas de reporte de tablas que se encuentra en la parte superior de la figura 4.5. Al hacer click sobre este botón se despliega un menú para mostrar el conjunto de tablas que se desee conocer (Figura 4.20). Las figuras 4.21 y 4.22 muestran las tablas de nodos y tuberías respectivamente.

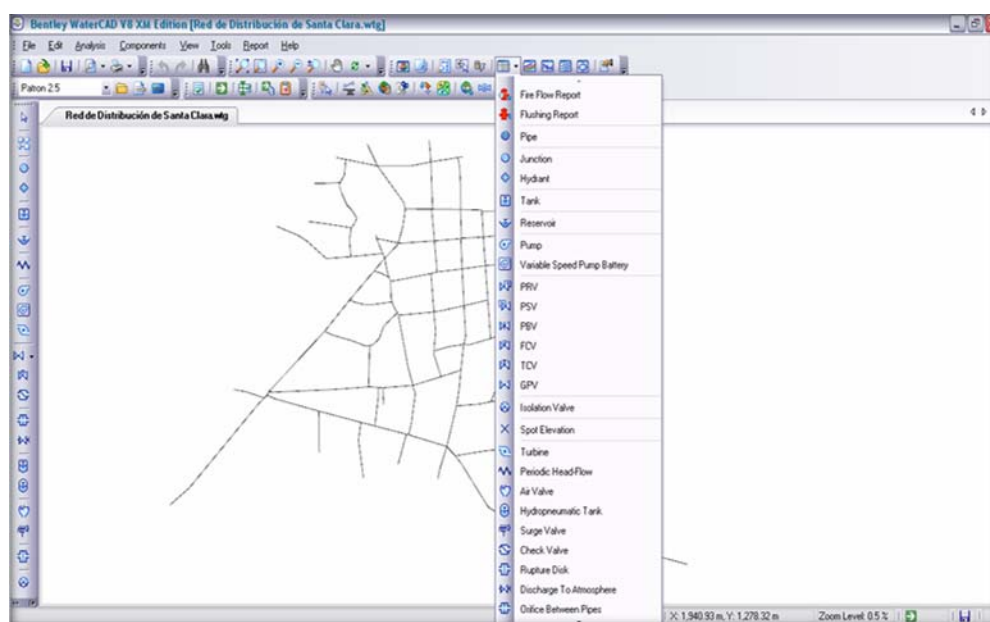



Figura 4.20. Menu de Tablas “Flex Tables”

Fuente: WaterCAD 8.0.

Vale la pena destacar que las columnas que se visualizan en color amarillo indican los valores que ha calculado el programa.

Los resultados arrojados por las tablas son para un hora en específico, si se desea chequear los resultados para cada intervalo de hora, se debe ir al resumen de cálculo (figura 4.19) y oprimir el botón “Graph” , donde se despliega la ventana

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

que muestra una divisoria vertical el cual posicionamos en la hora que se requiera analizar. Este proyecto se evaluó para las 8:00 am como la hora de máxima demanda.

	Id	Label	Elevation (m)	Zone	Demand Collection	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
27: N-001	27	N-001	199.06	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0000	212.19	13.11
29: N-002	29	N-002	199.06	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0000	212.19	13.11
31: N-003	31	N-003	196.06	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0000	212.19	16.10
33: N-004	33	N-004	199.06	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0000	212.19	13.11
39: N-005	39	N-005	196.41	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0765	212.03	15.59
41: N-006	41	N-006	196.98	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.4085	212.01	15.00
43: N-007	43	N-007	197.70	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.3421	212.00	14.27
45: N-008	45	N-008	198.01	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.3725	212.00	13.96
47: N-009	47	N-009	196.02	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.3853	212.00	15.95
49: N-010	49	N-010	191.59	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.1378	205.69	14.07
51: N-011	51	N-011	190.15	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.1530	205.69	15.51
53: N-012	53	N-012	185.15	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0958	205.69	20.50
55: N-013	55	N-013	194.40	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.2425	212.01	17.58
57: N-014	57	N-014	190.77	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.4178	212.01	21.19
59: N-015	59	N-015	189.09	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0735	212.01	22.87
61: N-016	61	N-016	195.43	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0958	212.01	16.55
63: N-017	63	N-017	194.16	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0767	212.01	17.81
65: N-018	65	N-018	191.95	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.1333	212.00	20.01
67: N-019	67	N-019	190.50	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.2225	212.00	21.46
69: N-020	69	N-020	189.01	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.2678	205.78	16.74
71: N-021	71	N-021	188.80	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.1530	205.78	16.95
73: N-022	73	N-022	188.72	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0735	205.78	17.03
75: N-023	75	N-023	186.19	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.0633	205.78	19.55
77: N-024	77	N-024	195.83	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.1530	212.01	16.14
80: N-025	80	N-025	195.83	Zone - 1	<Collection: 1 Rem>	0.1915	212.01	16.14

Figura 4.21. Tabla de Nodos “Junction Table”

Fuente: WaterCAD 8.0.

	Label	Scaled Length (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (m)	Material	Hazen-Williams C	Has Check Valve?	Minor Loss	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Headloss Gradient (m/m)	Has User Defined Length?	Length (User Defined) (m)
30: T-002	T-002	0.33	N-001	N-002	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	10.2325	0.56	0.002	<input type="checkbox"/>	0.00
32: T-003	T-003	0.40	N-002	N-003	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	10.2326	0.56	0.002	<input type="checkbox"/>	0.00
34: T-004	T-004	0.50	N-003	N-004	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.0000	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
36: T-005	T-005	0.10	N-002	T-CV-2	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.0000	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
38: T-006	T-006	0.10	N-003	T-CV-3	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	10.2325	0.56	0.002	<input type="checkbox"/>	0.00
42: T-008	T-008	113.48	N-005	N-006	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	3.1328	0.17	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
44: T-009	T-009	84.80	N-006	N-007	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	1.3057	0.07	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
46: T-010	T-010	68.34	N-007	N-008	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.7121	0.04	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
52: T-011	T-011	83.77	N-010	N-011	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.3101	0.02	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
54: T-012	T-012	180.02	N-011	N-012	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	-0.0595	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
56: T-013	T-013	99.36	N-005	N-013	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	2.9009	0.16	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
60: T-015	T-015	69.77	N-014	N-015	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.0725	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
62: T-016	T-016	60.78	N-005	N-016	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	-4.0424	0.22	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
64: T-017	T-017	49.18	N-016	N-017	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	1.4409	0.08	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
66: T-018	T-018	112.30	N-017	N-018	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.8892	0.05	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
72: T-020	T-020	10.88	N-020	N-021	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.9992	0.05	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
74: T-021	T-021	11.80	N-021	N-022	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.2105	0.01	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
76: T-022	T-022	423.90	N-022	N-023	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.0603	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
78: T-023	T-023	90.28	N-006	N-024	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.3411	0.02	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
79: T-024	T-024	82.08	N-024	N-013	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	-1.6252	0.09	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
81: T-025	T-025	2.91	N-024	N-025	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	1.8133	0.10	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
85: T-026	T-026	61.84	N-024	N-027	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.0153	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
87: T-027	T-027	86.45	N-006	N-028	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	1.0775	0.06	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
89: T-028	T-028	19.37	N-028	N-029	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.0654	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
91: T-029	T-029	128.22	N-029	N-030	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	-0.8029	0.04	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
93: T-030	T-030	109.17	N-029	N-031	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	3.5020	0.19	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
95: T-033	T-033	76.44	N-032	N-033	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	-1.9162	0.10	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
101: T-034	T-034	81.58	N-007	N-034	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	-0.2222	0.01	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
102: T-035	T-035	87.18	N-034	N-025	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	-1.1495	0.06	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
106: T-037	T-037	14.36	N-036	N-035	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	-0.0158	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
110: T-040	T-040	117.49	N-024	N-014	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	-0.5357	0.03	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
112: T-041	T-041	100.86	N-014	N-037	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.0452	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
114: T-042	T-042	29.37	N-037	N-038	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.0192	0.00	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00
116: T-043	T-043	67.06	N-037	N-016	0.1524	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	0.00	0.4717	0.01	0.000	<input type="checkbox"/>	0.00

Figura 4.22. Tabla de Tuberías “Pipe Table”

Fuente: WaterCAD 8.0.

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

4.6 ELABORACIÓN DE PLANOS DEL PROYECTO

Los planos correspondientes para este proyecto fueron realizados mediante el Software AutoCAD versión 2007, los cuales plasman los resultados obtenidos de todos los cálculos antes explicados.

Este proyecto comprende diez planos, cada uno tiene un código, que se inicia con las letras AC de acueductos, seguido de un número. En el plano AC-1 se detalla la ubicación de la población de Santa Clara, el trazado en planta de la red de distribución en el plano AC-2, las plantas parciales en los planos comprendidos desde el AC-3 al AC-6, las áreas parciales se pueden apreciar en el plano AC-7, luego tenemos la Planta y perfiles del Morichal Mapirito y el Dique-Toma Coporo en el plano AC-8, los detalles del sistema existente en el plano AC-9 y finalmente en el plano AC-10 se tienen detalles de nodos y zanjas.

4.7 ESTIMACIÓN DE COSTOS DEL PROYECTO

Para estimar el costo del proyecto, se procedió a computar las cantidades de obra del mismo, para ello se dividió la obra en partidas las cuales son definidas por un código, descripción y unidad de medida según la norma COVENIN [29]. Posteriormente a cada partida se le analizó el precio por unidad respectiva, los cuales fueron multiplicados por sus cantidades correspondientes, obteniendo así el presupuesto de la obra. El estimado de este presupuesto se clasificó de clase I.

4.7.1 Cómputos Métricos

En base a los planos dibujados se realizaron los cómputos métricos, mediante los cuales se obtuvieron las cantidades de obras que se ejecutarán para el desarrollo del presente proyecto y que junto a las partidas son indispensables para la

Capítulo IV. Marco Metodológico y Cálculos

elaboración del presupuesto. Para el desarrollo de esta etapa se calcula longitudes, áreas, volúmenes y cantidades.

Los cálculos de la red de distribución se pueden apreciar en el Apéndice E.

4.7.2 Análisis de Precios Unitarios y Presupuesto

Como culminación del proyecto, se elaboró el presupuesto con el programa “Dataing Maprex” para estimar el costo del mismo, después de haber realizado los cálculos métricos.

La obra se clasificó en diferentes partidas las cuales fueron definidas por un respectivo código, descripción y unidad de medida, donde se analizó la cantidad de materiales, equipos y herramientas que se van a utilizar, así como también la mano de obra que se necesita para la ejecución de la obra.

Vale la pena mencionar que en el análisis se colocó un porcentaje de gasto administrativo de 18%, una utilidad de 10% y prestaciones sociales de 264%.

Los análisis y presupuestos se pueden observar en el Apéndice F y G respectivamente.

CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

5.1 GENERALIDADES.

En el siguiente capítulo se muestran los resultados obtenidos del análisis de los cálculos expuestos en el capítulo 4. Esto se realizó con la finalidad de establecer una comparación entre ellos y las normas sanitarias [18, 19] establecidas, para determinar así las deficiencias en el funcionamiento del sistema y poder tener una visión definida de los posibles cambios y modificaciones, con criterios claros y adecuados.

5.2 DEMANDA DEL ACUEDUCTO

5.2.1 Métodos de Proyección para la Estimación de la Población Futura.

En la figura 5.1 y tabla 5.1 se presentan los resultados de la aplicación de los métodos mencionados en el capítulo 4.

5.2.2 Población de Diseño.

Para el análisis y diseño de la red de distribución y el estanque de almacenamiento, se tomó el resultado proveniente del promedio obtenido a través de los métodos aritmético, logarítmico y de la proyección del INE.

Capítulo V. Análisis de los Resultados

Debido a que la población en estudio presenta limitaciones para un crecimiento exagerado, el método geométrico fue exonerado de los cálculos debido a que la proyección correspondiente sobrepasaba lo estimado. Aunado a esto, se le agregó un 10% correspondiente a un crecimiento previsto por la actividad petrolera. En la tabla 5.1 y fig. 5.1 se muestra la población de diseño obtenida para la población actual (2010) y futura (2040).

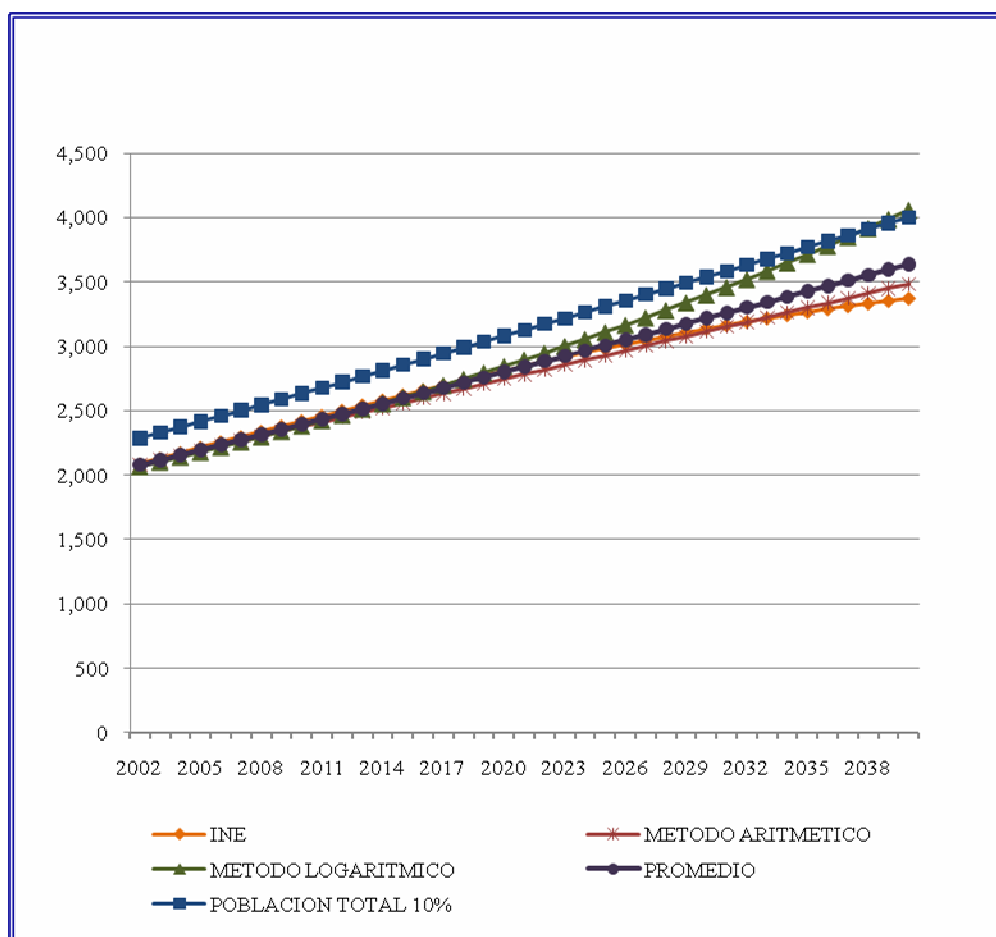


Figura 5.1. Proyección de la Población Futura Para el Año 2040 de Santa Clara

Capítulo V. Análisis de los Resultados

Tabla 5.1. Resultado de las Proyecciones de Población para Santa Clara

AÑO	Población Vegetativa				Inmigración	Total
	INE	Aritmético	Logarítmico	Promedio	10%	
1981	1,425					
1990	1,635					
2001	2,042					
2002	2,088	2,079	2068	2078	208	2286
2003	2,131	2,116	2105	2117	212	2329
2004	2,174	2,153	2143	2157	216	2372
2005	2,216	2,190	2181	2196	220	2415
2006	2,258	2,227	2220	2235	224	2459
2007	2,299	2,264	2260	2274	227	2502
2008	2,340	2,301	2301	2314	231	2545
2009	2,381	2,338	2342	2354	235	2589
2010	2,422	2,375	2384	2394	239	2633
2011	2,462	2,412	2426	2433	243	2677
2012	2,502	2,449	2470	2474	247	2721
2013	2,543	2,486	2514	2514	251	2766
2014	2,582	2,523	2559	2555	255	2810
2015	2,622	2,560	2605	2596	260	2855
2016	2,661	2,597	2651	2636	264	2900
2017	2,699	2,634	2699	2677	268	2945
2018	2,737	2,671	2747	2718	272	2990
2019	2,774	2,708	2796	2759	276	3035
2020	2,811	2,745	2846	2801	280	3081
2021	2,846	2,782	2897	2842	284	3126
2022	2,882	2,819	2949	2883	288	3172
2023	2,916	2,856	3002	2925	292	3217
2024	2,951	2,893	3056	2967	297	3263
2025	2,984	2,930	3111	3008	301	3309
2026	3,016	2,967	3166	3050	305	3355
2027	3,048	3,004	3223	3092	309	3401
2028	3,079	3,041	3281	3134	313	3447
2029	3,109	3,078	3339	3175	318	3493
2030	3,138	3,115	3399	3217	322	3539
2031	3,165	3,152	3460	3259	326	3585
2032	3,192	3,189	3522	3301	330	3631
2033	3,218	3,226	3585	3343	334	3677
2034	3,243	3,263	3649	3385	339	3724
2035	3,267	3,300	3714	3427	343	3770
2036	3,290	3,337	3781	3469	347	3816
2037	3,312	3,374	3848	3511	351	3863
2038	3,333	3,411	3917	3554	355	3909
2039	3,353	3,448	3987	3596	360	3956
2040	3,372	3,485	4059	3639	364	4002

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

Capítulo V. Análisis de los Resultados

5.2.3 Demanda Actual y Futura.

La demanda para los casos expuestos en el capítulo 4, vienen dados por el caudal medio (Q_m), el caudal máximo diario (Q_{md}) y el caudal máximo horario, (Q_{mh}) para los años 2010 y 2040.

Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5.2. Demanda de la Población Actual y Futura.

Años	Población (Hab)	Qm (L/s)	Qmd (L/s)	Qmh (L/s)
2010	2.633	7,62	11,43	19,05
2040	4.002	11,58	17,37	28,95

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado

5.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Las cotas obtenidas del levantamiento topográfico realizado a Santa Clara suministrado por PDVSA, se aprecian en el los planos AC-1 y AC-2. El levantamiento de la sección transversal y planta del Morichal Mapirito suministrado por la empresa Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A, se observa en el plano AC-8.

5.4 CAPACIDAD DEL ESTANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.

El estanque que abastece a la población de Santa Clara tiene un volumen de 121 m³, en comparación con lo estimado en la sección 4.4.6, la capacidad actual requerida por la población es de 175 m³, lo que indica que hay un déficit en el sistema actual.

Capítulo V. Análisis de los Resultados

El volumen que debe almacenar el estanque para el 2040 de acuerdo a lo planteado será de 400 m³, pero debido a que actualmente existe uno elevado de 121 m³ y uno enterrado de doble celda de 224 m³ a escasos metros del elevado, que no se encuentra en funcionamiento, ya que esta obra fue ejecuta por la Alcaldía de Mapire en enero del 2010, da un total en almacenamiento de 345 m³, pero necesitaría almacenar 55 m³ adicionales a la capacidad actual.

Es importante acotar que en la sección 3.2.4 del capítulo III se mencionó que el estanque enterrado de doble celda se encontraba en construcción, en diciembre del 2009 se culminó la construcción del mismo, obra que fue ejecutada por la Alcaldía del Municipio Monagas.

5.5 DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DE LA RED DE ACUEDUCTO.

Considerando todo lo explicado en la parte 3.2.5 del capítulo III, respecto a la red de distribución existente, la cual presenta irregularidades para su correcto funcionamiento, el diseño de la red se baso en una ampliación de los tramos de tubería, debido a esto se realizaron los siguientes planteamientos:

- 🔧 La red de distribución de agua potable propuesta para Santa Clara se diseño de la siguiente manera: en la salida del tanque y comienzo de la red con tuberías de 250, 200 y 160 mm (10, 8 y 6 pulg. respectivamente), para el resto de los ramales se asignaron diámetros d 110 mm (4 pulg.), inclusive los ramales ciegos para de esta manera prevenir futuras ampliaciones en la red (Ver tabla 5.3); Las tomas a la entrada de las parcelas se asumieron de 1/2 pulg. Se obtuvo que los mismos tienen capacidad para transportar los gastos de consumo máximo horario y caudal de incendio durante todo el período de diseño (Ver plano AC-2).

Capítulo V. Análisis de los Resultados

Tabla 5.3. Tramos Diseñados Para la Red de Distribución.


Tubería	Diámetro (mm)	Material	Diseño Realizado
T-001	250	Acero	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-002	250	Acero	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-003	250	Acero	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-004	160	Acero	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-005	200	PVC	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-006	200	PVC	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-007	160	PVC	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-008	160	PVC	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-012	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-014	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-016	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-020	110	PVC	Nueva
T-026	110	PVC	Nueva
T-031	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-039	110	PVC	Nueva
T-047	110	PVC	Nueva
T-048	110	PVC	Nueva
T-061	160	PVC	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-062	160	PVC	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-063	160	PVC	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-064	160	PVC	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-065	160	PVC	Nueva
T-066	160	PVC	Cambio de diámetro existente de 110 mm
T-070	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-083	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-084	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-085	110	PVC	Nueva
T-086	110	PVC	Ampliación de tubería existente

Capítulo V. Análisis de los Resultados

Tabla 5.3. Tramos Diseñados para la Red de Distribución (Continuación).

Tubería	Diámetro (mm)	Material	Diseño Realizado
T-087	110	PVC	Nueva
T-090	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-113	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-115	110	PVC	Nueva
T-118	110	PVC	Nueva
T-120	110	PVC	Nueva
T-121	110	PVC	Nueva
T-125	110	PVC	Nueva
T-126	110	PVC	Nueva
T-127	110	PVC	Nueva
T-130	110	PVC	Ampliación de tubería existente
T-131	110	PVC	Nueva
T-137	110	PVC	Nueva
T-142	110	PVC	Nueva
T-143	110	PVC	Ampliación de tubería existente

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado

 El pueblo se dividió en 3 sectores para la colocación de válvulas, con la finalidad de controlar el suministro de manera independiente en los diferentes sectores en caso de alguna interrupción del servicio. Las válvulas existente se consideraron pero igual se necesito la colocación de nuevas válvulas. Se tuvo que colocar un número mayor de válvulas a lo establecido en la sesión 2.11.4 para poder aislar las zonas por áreas, esto debido a la falta de planificación urbana (Ver plano AC-2).

Capítulo V. Análisis de los Resultados

🔧 En todos los nodos de la red se obtuvieron presiones mayores a 10 m y menores que 40 m (ver figura 5.2 y apéndice C), estando dentro de los rangos establecidos para acueductos rurales.

Las curvas de presiones que se reflejan en la figura 5.2 derivan de la hora más desfavorable (8:00 am), variando de 13.10 mH₂O a 33.90 mH₂O, cuyos valores se reflejan a través de diferentes colores dependiendo del rango de influencia de éste.

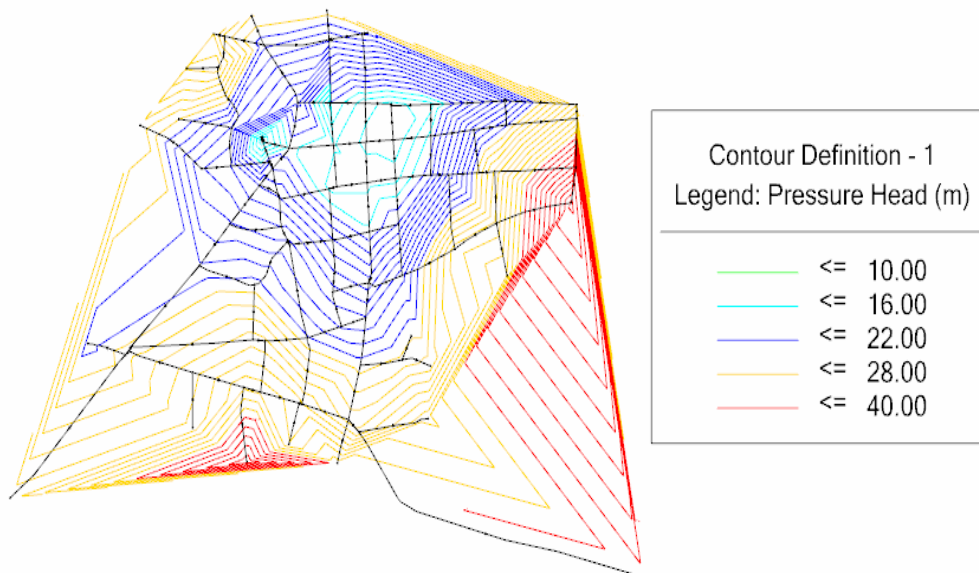


Figura 5.2. Curvas de Isopresión en la Red de Distribución

Fuente: Software WaterCAD.

En el apéndice C se muestran los resultados de los consumos por nodos y tuberías de la red, igualmente otros parámetros como las presiones y velocidades.


En el plano AC-2 se muestra la red con los números de nodos y tuberías.

Capítulo V. Análisis de los Resultados


5.6 ANÁLISIS DE LAS POSIBLES FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y ALTERNATIVAS DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.

5.6.1 Análisis de Muestras de Agua.


Los resultados de los diferentes análisis realizados se muestran en el **Apéndice D**. A continuación se presentan los análisis físico-químicos y bacteriológicos para cada fecha de muestro presentado en la tabla 4.1 de la sección 4.2.5.1, de las fuentes subterráneas y superficiales:

 Estudio realizado el **14-07-08** por la empresa Hidrocaribe:

La empresa Hidrocaribe realizó un muestreo del pozo Pílon N° 1 (comunidad indígena), pozo Bolivariano y el Morichal Coporo. Los resultados indican que todos los parámetros están dentro de los rangos permitidos en el Decreto 883, [26] para aguas tipo IA.

 Estudio realizado el **31-07-08** por la empresa Hidrocaribe:

Se realizó un muestreo del pozo Pílon N° 1 (comunidad indígena), pozo Bolivariano y el Morichal Coporo. Los resultados indican que todos los parámetros están dentro de los rangos permitidos en el Decreto 883, [26] para aguas tipo IA.

 Estudio realizado el **23-04-09** por la empresa Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A.:

Los resultados indican que la mayor parte de los parámetros están dentro de los rangos permitidos en el Decreto 883, [26] para aguas tipo IA, excepto el contenido de

Capítulo V. Análisis de los Resultados

Hierro, Cadmio y Coliformes Totales que entran en el rango de aguas tipo IB. En la Tabla 5.4, se resumen los parámetros excedidos para aguas tipo IA.

Tabla 5.4. Parámetros Excedidos para Aguas Tipo IA

Fuente	Fecha de Captación	Parámetros					
		Cadmio		Hierro		Coliformes Totales (NMP/100ml)	
		Valor Obtenido (mg/L).	Limite Aguas Tipo IA.	Valor Obtenido (mg/L).	Limite Aguas Tipo IA.	Valor obtenido (mg/L)	Limite Aguas Tipo IA.
Morichal Mapirito	23-04-09	0,022	0,01	1,16	1,00	3500	<2.000
Morichal Coporo	23-04-09 29-05-09	0,026 0,004	0,01	1,15	1,00	9200	<2.000
Pilón N° 1	23-04-09	0,024	0,01	1,00	1,00	20	<2.000
Pilón N° 2	29-05-09	0,004	0,01	0,18	1,00	20	<2.000

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.


El contenido de Cadmio en los morichales Mapirito, Coporo y pozo Pilón N° 1, arrojó valores de 0,022, 0,026 y 0,024 mg/L respectivamente. El contenido excede el establecido por el Decreto 883 para aguas tipo IA en 0,011, 0,016 y 0,014 mg/L respectivamente. El pozo Pilón N° 2, presentó un valor de Cadmio de 0,004 mg/L, lo cual está por debajo del límite de 0,01 mg/L exigido por la norma para aguas tipo IA.

El contenido de hierro total en Mapirito, Coporo y Pilón N° 1 es de 1.16 mg/L, 1,15 mg/L y 1 mg/L respectivamente. El valor máximo permitido según Art. 4 para aguas tipo IA es de 1 mg/L. El pozo Pilón N° 2 presenta un valor de 0,18 mg/L., valor dentro de este límite.

En cuanto al contenido de Coliformes totales, Mapirito presentó un valor de 3.500 NMP/100 ml, en Coporo se midió 9.200 NMP/100 ml y en el Pozo Pilón N° 1,

Capítulo V. Análisis de los Resultados


20 NMP/100 ml. La norma establece que debe ser menor a 2000 NMP/100 ml para entrar en el rango de aguas tipo IA para agua potable. En el pozo Pilón N° 2 no se detectaron coliformes.

 Estudio realizado el **29-05-09** por la empresa Inversiones y Construcciones 2M & 2V C.A.:

Debido a la importancia que tiene el parámetro de Cadmio, por ser un metal pesado y dañino a la salud, se procedió a repetir la muestra en el Morichal Coporo, por los resultados obtenidos en las muestras del 23-04-09. Para el caso del pozo Pilón N° 1, no se pudo captar muestras porque para el día de la visita la bomba no estaba operativa. La empresa encargada informó que no se tomó muestra en el morichal Mapirito, ya que el morichal Coporo se recarga totalmente de Mapirito y que por ende se habla del mismo tipo de agua.

En la Tabla 5.4, se muestran los resultados del muestreo del 29-05-09. El valor de cadmio obtenido en la muestra de Coporo fue de 0,04 mg/L. Igualmente, la muestra del Pozo Pilón N° 2 fue de 0,04 mg/L. Los valores de cadmio disminuyeron en comparación con el primer muestreo y se ubicaron en el límite exigido por norma para aguas del tipo IA. Sin embargo, es necesario continuar realizando análisis para confirmar definitivamente que el contenido de cadmio está dentro de los parámetros establecidos por Ley.

En relación al contenido de hierro presente tanto en el pozo Pilón N° 1 y en ambos morichales, se tiene que esta condición es característica de la zona, y debe tomarse en cuenta su remoción para el diseño de la planta de tratamiento. Al igual que los coliformes, los cuales son eliminados con desinfección.

 Estudio realizado el día **02-02-10** por los Autores de este Trabajo de Grado:

Capítulo V. Análisis de los Resultados

Fueron realizadas unas actividades de muestreo en el morichal Mapirito los días 1 y 2 de febrero del 2010, el cual se capturaron dos muestras de agua para determinar el estatus en cuanto a la calidad de la misma. Estas muestras fueron captadas en sitio y preservadas en envases de vidrios previamente esterilizados y conservados en frío (figura 5.3) durante un periodo de tiempo no mayor de 24 horas.



Figura 5.3. Muestras de Agua.

Seguidamente estas muestras fueron llevadas al CITO (CENTRO DE INVESTIGACIONES TECNOLOGICAS DE ORIENTE) y se les practicó un análisis físico-químico y microbiológico, siguiendo las técnicas y procedimientos de análisis descritos [27, 29].

El color real, turbiedad, coliformes totales y pH fueron los parámetros estudiados en las muestras captadas en el morichal Mapirito, el cual arrojaron los siguientes resultados: para el color real las muestras N° 1 y N° 2 presentaron 14,3 y 15,3 (U Pt-Co) respectivamente demostrando que se muestran dentro del rango establecido para aguas del tipo IA, ya que el límite máximo fijado en el art. 4 de la

Capítulo V. Análisis de los Resultados

gaceta oficial N° 5.021 [26] es de 50 de (U Pt-Co). En cuanto a los coliformes totales ambas muestras arrojaron 15 y 5 (NMP/100ml) sin mostrar mayor alerta debido a que la cifra máxima tabulada en gaceta oficial es de 2000 (NMP/100ml) para el mismo tipo de agua.

Los resultados emanados por las muestras N° 1 y N° 2 en cuanto al pH no fueron satisfactorios en su totalidad debido a que el rango comprendido en gaceta N° 5.021 para aguas del tipo IA es de 6 a 8,5 (UNT) y los resultados de ambas muestras respectivamente fueron 6,51 y 5,70; el cual denota que la muestra N° 2 no se encuentra en el rango fijado por dicha gaceta. Por último tenemos los resultados de turbidez donde muestra 5 UNT para la muestra N° 1 y 6 UNT para la muestra N° 2, demostrando confiabilidad dado que según la gaceta oficial denota un límite de 25 UNT para aguas del tipo IA.

La mayoría de los muestreos indican que el agua proveniente de las fuentes estudiadas, entran en la clasificación de aguas tipo IA, excepto el estudio realizado el día 29-04-2009 donde los valores de hierro, cadmio y coliformes excedieron los límites para aguas tipo IA.

La mayoría de las muestras provenientes del morichal arrojan resultados satisfactorios para aguas del tipo IA, la cual solo necesitaría un tratamiento por cloración. Actualmente la población cuenta con un sistema de cloración para el tratamiento del agua proveniente de Mapirito pero se encuentra dañado, lo que se recomienda su reparación para su puesta en funcionamiento.

Debido a la variedad de estudios e inconsistencia en los períodos de muestreo, estos no son confiables para determinar el tipo de tratamiento a realizar. Se recomienda realizar un cronograma de muestreo semanal mínimo de las fuentes de

Capítulo V. Análisis de los Resultados

abastecimiento en época de invierno y verano, para poder determinar el tratamiento adecuado requerido.

5.6.2 Aforo de Pozos.

Los estudios de los diferentes aforos realizados fueron suministrados por los entes competentes encargados del proyecto. Estos aforos fueron realizados en distintos períodos de tiempo (Ver tabla 4.1).

Cabe resaltar que los aforos realizados por las diferentes empresas se ejecutaron bajo diferentes condiciones, debido a que se le realizó un mantenimiento a los Pozos entre Noviembre y Diciembre del 2009, obra que contrató Hidrocaribe.

El mantenimiento realizado a los pozos fue mediante el sistema de limpieza con aire comprimido, la empresa ejecutora recomendó que se realizaran pruebas de bombeo y usar registros con videocámaras para verificar el estado de las rejillas. Estos trabajos no se realizaron por falta de presupuesto de parte de Hidrocaribe, por lo que solo se realizó la prueba de aforo.

Durante el mantenimiento se observó que las bombas de los Pozos Pilón N°1 y Pilón N° 2 trabajaban para una altura dinámica mayor a lo real lo que ocasionaba cavitación y mal funcionamiento de la misma, la bomba del Pozo Bolivariano se encontraba fuera de servicio. Se recomendó que se usaran bombas con mayor potencia para darle más calidad de vida debido a las fluctuaciones de luz.

Entre enero y febrero del 2010 se realizó la rehabilitación de toda la estructura y área perimetral a los pozos, reemplazo de las bombas y colocación de nuevos tableros eléctricos, obras contratadas por Hidrocaribe. (Ver figuras 5.4, 5.5 y 5.6).

Capítulo V. Análisis de los Resultados

El aforo el día 23/04/2009, se realizó con la una bomba de 2 hp, diámetro 2 pulg. y una profundidad de 87 m, realizándose entre las 10:25 am y 11:25 am, en 5 intervalos de 15 min. para cada aforo, obteniendo un caudal de 0.41 L/s para un volumen de 200 L. Este aforo fue realizado antes de que se ejecutara el mantenimiento del pozo, a diferencia del estudio realizado en diciembre del 2009 que se ejecutó después del mantenimiento con una bomba de 3 L/s, en donde se observa un leve aumento del rendimiento del Pozo de 0.50 L/s a 0.60 L/s.

A continuación se presenta el análisis de los resultados de cada aforo:

 Pozo Pilón N° 1 :

Tabla 5.5. Aforo del Pozo Pilón N° 1.

Empresa Ejecutora	Fecha	Aforo	Hora	Volumen Medido (L)	Tiempo (s)	Caudal "Q" (L/s)
Inversiones y Construcciones 2M & 2V	23/04/09	1	10:25 am	200	486	0.41
		2	10:40 am	200	483	0.41
		3	10:55 am	200	487	0.41
		4	11:10 am	200	485	0.41
		5	11:25 am	200	487	0.41
Ingenorca	Dic. 09	-	-	-	-	0.60

Fuente: Elaboración propia en base a información proporcionada por las empresas ejecutoras.

Capítulo V. Análisis de los Resultados

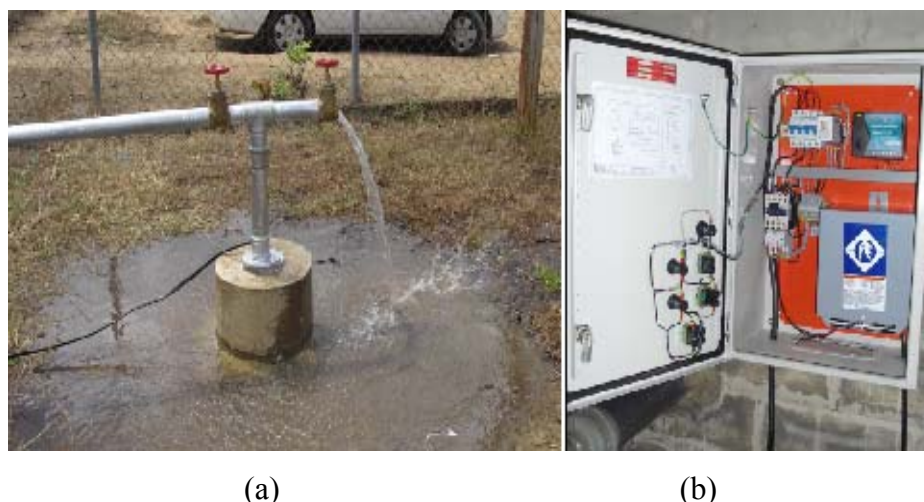


Figura 5.4. Obras de Rehabilitación Pozo Pilón N°1. (a) Pozo Pilón N° 1 y (b) Nuevo Tablero Eléctrico.

 Pozo Pilón N° 2 :

Tabla 5.6. Aforo del Pozo Pilón N° 2.

Empresa Ejecutora	Fecha	Aforo	Hora	Volumen (Lts)	Tiempo (Seg)	Caudal "Q" (Lts/Seg)
Inversiones y Construcciones 2M & 2V	29/05/09	1	10:00 am	19.50	194	0.10
		2	10:15 am	19.50	196	0.10
		3	10:30 am	19.50	194	0.10
		4	10:45 am	19.50	195	0.10
		5	11:00 am	19.50	195	0.10
Ingenorca	Dic. 09	-	-	-	-	0.60

Fuente: Elaboración propia en base a información proporcionada por las empresas ejecutoras.

Capítulo V. Análisis de los Resultados

El aforo del día 29/05/2009, se realizó igualmente con una bomba de 2 hp, diámetro 2 pulg. y una profundidad de 87 m, entre las 10:00 am y 11:00 am, en 5 intervalos de 15 min para cada aforo, obteniendo un caudal de 0.095 L/s para un volumen de 19.5 L, notándose un caudal constante en cada aforo.

Al igual que el Pozo Pilón N° 1 este aforo fue realizado antes de que se ejecutara el mantenimiento del pozo, a diferencia del estudio realizado en diciembre del 2009 que se ejecutó después del mantenimiento con una bomba de 3 L/s, en donde se observó un aumento del rendimiento del Pozo de 0.095 L/s a 0.60 L/s.



(a)

(b)

Figura 5.5. Obras de Rehabilitación Pozo Pilón N°2. (a) Pozo Pilón N°2 y (b) Nuevo Tablero Eléctrico.

Capítulo V. Análisis de los Resultados

 Pozo Bolivariano :

Tabla 5.7. Aforo del Pozo Bolivariano.

Empresa Ejecutora	Fecha	Aforo	Hora	Volumen (Lts)	Tiempo (Seg)	Caudal "Q" (Lts/Seg)
Ingenorca	Dic. 09	-	-	-	-	0.30

Fuente: Elaboración propia en base a información proporcionada por las empresas ejecutoras.

Solo se cuenta con un aforo de este pozo, debido a que su bomba se encontraba fuera de trabajo y no se podía realizar un aforo con recipiente de volumen conocido. Según la empresa encargada del aforo este pozo mantuvo su producción de 0.30 L/s, no presentó ninguna mejoría luego del mantenimiento, realizando igualmente el aforo con una bomba de 3 L/s.



(a)

(b)

Figura 5.6. Obras de Rehabilitación Pozo Bolivariano. (a) Pozo Bolivariano y (b) Nuevo Tablero Eléctrico.

Capítulo V. Análisis de los Resultados

En la siguiente tabla se muestra un resumen comparativo de la producción de los tres pozos ubicados en el pueblo de Santa Clara:

Tabla 5.8. Producción Total de los Pozos.

Pozos	Caudal “Q” (Lts/Seg)
Pilón N° 1	0.60
Pilón N° 2	0.60
Bolivariano	0.30
Total	1.50

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

Los resultados obtenidos indican que los pozos presentan baja productividad. Los procedimientos realizados por las diferentes empresas para aforar los pozos y los resultados obtenidos de estos no son confiables, por lo tanto no se pueden tomar como fuente de abastecimiento, por lo que se recomienda realizar las pruebas de bombeo de 72 horas para obtener la verdadera productividad del acuífero y de los pozos.

5.6.3 Caudales Máximos y Mínimos del Morichal Mapirito.

Este estudio hidrológico fue realizado en el período de sequía, ya que nos ofrece el peor escenario, llevándonos a conocer el verdadero caudal base.

En los cuatro días de muestro se pudo apreciar que el morichal no presentaba una corriente apta para la medición de la velocidad, esta baja velocidad se debe a que la fuente se recarga subterráneamente, es decir que cualquiera de los procedimientos de muestreo establecidos por los autores bibliográficos y el que se aplicó, no nos

Capítulo V. Análisis de los Resultados

arroja resultados confiables, ya que estos métodos son para flujos horizontales y no verticales. En la figura 5.7 se muestran las condiciones en las que se encontraba el morichal en los días de estudio.

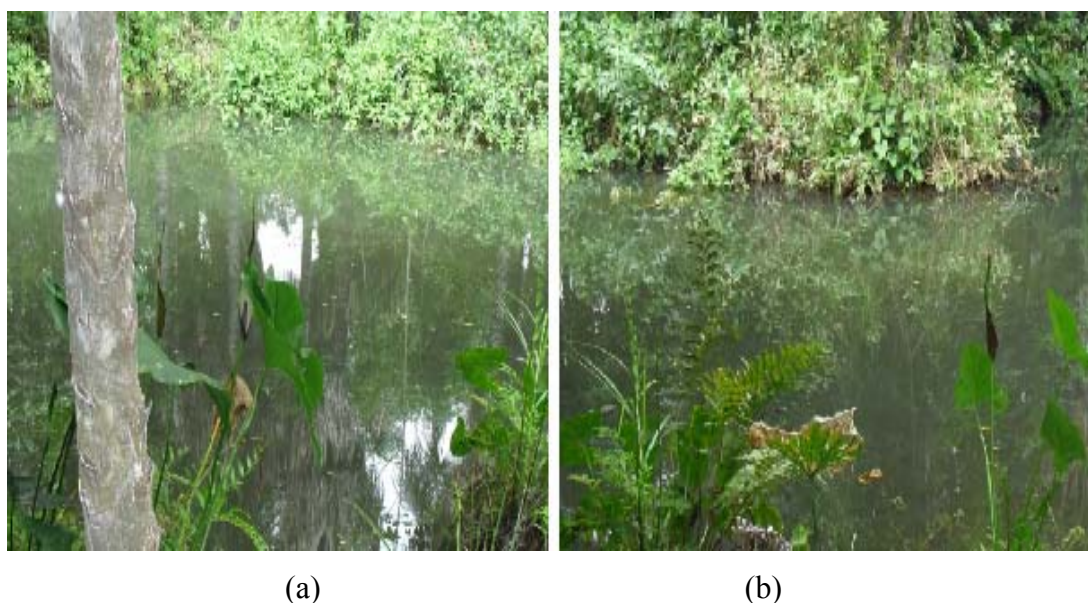


Figura 5.7. Condición del Morichal Mapirito. (a) Vista N°1 y (b) Vista N°2.

5.6.4 Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito.

Este estudio fue realizado en el mismo período que se realizó la medición de caudales.

Al comenzar las mediciones del primer día (29-01-2010) la bomba se encontraba en funcionamiento y no se obtuvo la altura inicial del agua del morichal antes de que comenzara el bombeo del agua del morichal, para los siguientes días se pudo tomar nota de este debido a que la mira con el cual se midieron las alturas del agua ya se encontraba en sitio.

Capítulo V. Análisis de los Resultados

En las Tabla 5.10, 5.11 y 5.12 se puede observar el primer valor de la tabla en color rojo, este valor se refiere a la diferencia de altura entre la altura máxima que alcanzó el morichal desde el apagado de la bomba hasta su puesta nuevamente en funcionamiento el día posterior y la primera medición realizada a las 8:00 am.

Tabla 5.9. Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito para el Día 29/01/2010.

Fecha	Hora	Altura h (cm)	Diferencia hi-hf
29/01/2010	8:00 am	39.50	0.00
	9:00 am	38.90	0.60
	10:00 am	38.70	0.20
	11:00 am	38.50	0.20
	12:00 am	38.30	0.20
	1:00 pm	38.00	0.30
	2:00 pm	37.90	0.10
	3:00 pm	37.50	0.40
	4:00 pm	37.50	0.00

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

Cuando se retorno al Morichal el día 30-01-2010 se observó que el nivel del agua aumentó durante la noche, elevándose de 37.50 cm del día anterior a 41.50 cm, a partir de esta medida se tomó la diferencia con respecto a nuestra medida inicial tomada a las 8:00 am que fue de 39.30 cm, cuando ya la bomba se encuentra en funcionamiento. (Ver tabla 5.10)

Capítulo V. Análisis de los Resultados

**Tabla 5.10. Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito para el
Día 30/01/2010.**

Fecha	Hora	Altura h (cm)	Diferencia hi-hf
30/01/2010	0:00	41.50	
	8:00am	39.30	2.20
	9:00am	39.00	0.30
	10:00am	38.50	0.50
	11:00am	38.50	0.00
	12:00am	38.30	0.20
	1:00pm	38.00	0.30
	2:00pm	37.90	0.10
	3:00pm	37.50	0.40
	4:00pm	37.50	0.00

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

Para el día 01/02/2010 durante el período nocturno, el morichal se recargó aumentando su nivel, elevándose a una medida de 43.00 cm, lo que nos da una diferencia de 1.80 cm con respecto a nuestra lectura inicial de 41.20 cm. (tabla 5.11).

Capítulo V. Análisis de los Resultados

**Tabla 5.11. Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito para el
Día 01/02/2010.**

Fecha	Hora	Altura h (cm)	Diferencia hi-hf
01/02/2010	0:00	43.00	
	8:00am	41.20	1.80
	9:00am	40.90	0.30
	10:00am	40.80	0.10
	11:00am	40.50	0.30
	12:00am	40.00	0.50
	1:00pm	39.60	0.40
	2:00pm	39.30	0.30
	3:00pm	39.00	0.30
	4:00pm	38.80	0.20

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

Para el día 02/02/2010 durante el período nocturno, el morichal se recargó aumentando su nivel, elevándose a una medida de 41.20 cm, lo que nos da una diferencia de 1.40 cm con respecto a nuestra lectura inicial de 41.20 cm. (tabla 5.12).

Capítulo V. Análisis de los Resultados

**Tabla 5.12. Variación de Altura del Nivel de Agua del Morichal Mapirito para el
Día 02/02/2010.**

Fecha	Hora	Altura h (cm)	Diferencia hi-hf
02/02/2010	0:00	41.20	
	8:00am	39.80	1.40
	9:00am	39.70	0.10
	10:00am	39.20	0.50
	11:00am	38.80	0.40
	12:00am	38.20	0.60
	1:00pm	37.70	0.50
	2:00pm	37.40	0.30
	3:00pm	37.30	0.10
	4:00pm	37.10	0.20

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

Las variaciones de altura de los niveles del agua en el morichal mantuvieron el mismo comportamiento, observándose que durante la noche hay una recarga de aproximadamente 4 cm, durante las horas de muestreo se observó una disminución en el nivel del agua de aproximadamente 2 cm por día esto se debe a que durante las horas de medición la bomba se encontraba en funcionamiento. Es importante señalar que los morichales se recargan únicamente subterráneamente durante el período seco y que durante el período de estudio no se produjo precipitación alguna.

En la figura 5.8 se muestra las variaciones de altura del agua del morichal, donde se obtuvo una altura promedio de 39.03 cm, una altura máxima de 43 cm y una altura mínima de 37 cm.

Capítulo V. Análisis de los Resultados

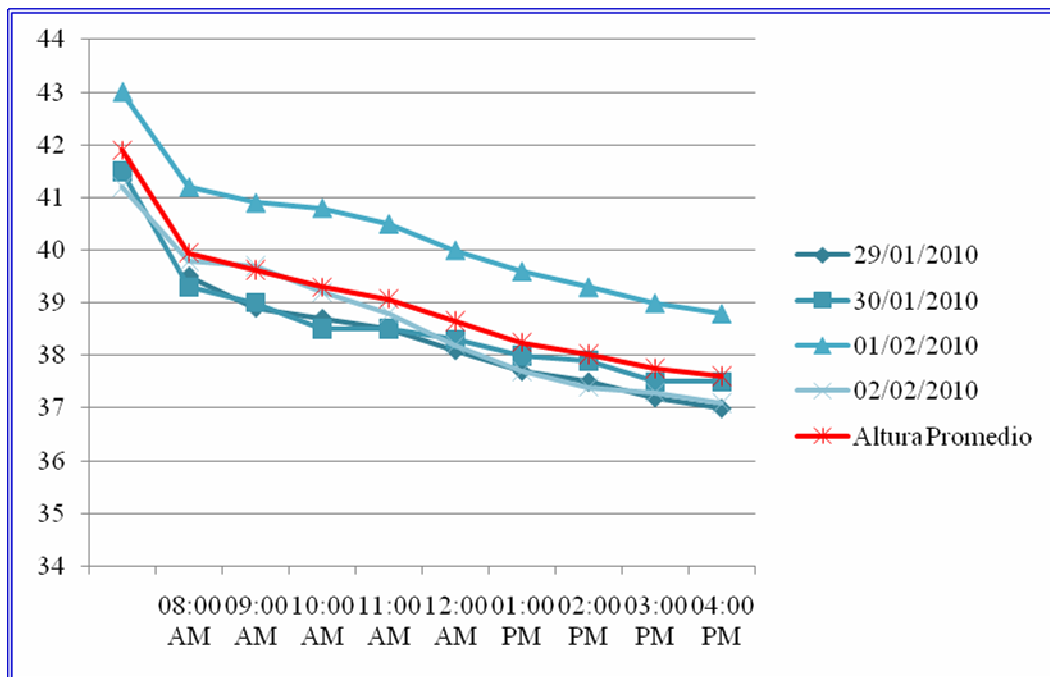


Figura 5.8. Variaciones de las Alturas del Nivel del Agua del Morichal Mapirito.

Fuente: Realizado por los Autores de este Trabajo de Grado.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Luego de evaluar el sistema actual de abastecimiento de la localidad de Santa Clara y de encontrar las deficiencias que tiene para cumplir con las necesidades de la población, es necesario plantear una solución que permita garantizar el suministro de agua potable de manera que sirva para aumentar los niveles de calidad de vida de sus habitantes.

A continuación se presentan las conclusiones y recomendaciones que darían una solución eficaz a esta problemática existente:


6.1 CONCLUSIONES.


🔧 La población de Santa Clara se ha venido desarrollando sin una planificación urbana, ocasionando un sistema de agua potable no adecuado en su diseño, al no tomarse en cuenta los cálculos hidráulicos correspondientes.


🔧 La población futura se obtuvo a través del promedio de los métodos lineal, logarítmico, y por las proyecciones dadas por el INE, obteniendo así el valor de 4.002 habitantes para un periodo de 30 años (año 2040).


🔧 Motivado a que se espera que para el período de diseño de 30 años estudiado en este trabajo la población aumente aproximadamente en un 52% con


Capítulo VI. Conclusiones y Recomendaciones

-  respecto a la del año 2010; se tomó la población estimada para el año 2040 (4.002 Hab.) como base para esta solución planteada.

-  Para efectos de la mejora se eligió para este diseño Tuberías de PVC enterradas, ya que hay tramos en la red donde no hay que hacer ningún tipo de modificación y estos presentan tuberías del material antes mencionado, y es por eso que resulta recomendable la selección de tuberías de PVC. Adicionalmente, este material proporciona una fácil instalación y trabajabilidad.

-  La nueva red se diseño con la colocación de nuevos tramos, ampliación y sustitución de todas aquellas tuberías que hayan cumplido su vida útil de la red existente. Los diámetros fueron chequeados tomando en cuenta que las velocidades y las presiones cumplieran con las normas.

-  La red de acueducto de Santa Clara se diseño con diámetros de 250 mm (10 pulg.) en los tramos comprendidos desde la salida del tanque al N-002, 200 mm (8 pulg.) en el tramo 2-68, 160 mm (6 pulg.) en los tramos comprendidos del nodo N-002 al N-005, en el tramo 68-15, 15-76, 76-29 y 15-16 y para el resto de la red los diámetros fueron de 110 mm (4 pulg.), de acuerdo a la relación diámetro-velocidad económica.


-  Desde la entrada de la vía de Pariaguán hasta la vía del Guasey, se propuso un alimentador compuesto por diámetros de 160 mm (6 pulg.) y 110 mm (4 pulg.). El tramo que cubre va desde los nodos N-014 al N-012, N-004 y desde el N-015 al N-022. Se proyectó de ésta manera para que el agua sea repartida de forma uniforme a la red.


Capítulo VI. Conclusiones y Recomendaciones


- 🔧 El caudal de incendio no se tomó en cuenta en este diseño debido a que la zona estudiada es una zona rural y a su vez no presentaban zonas comerciales e industriales en la localidad.
- 🔧 Todos los nodos cumplen con las presiones estipuladas por las normas que se consideraron.
- 🔧 Los pozos Pilón N°1, Pilón N°2 y Bolivariano no pueden considerarse como fuente de abastecimiento subterránea para la población de Santa Clara, debido a que la producción total entre los 3 (tres) pozos es de 1,50 L/s, siendo de menor alcance que el demandado por la población de $Q_{MH} = 28,95$ L/s. Igualmente estos datos suministrados por las empresas encargadas de los aforos y mantenimiento no son confiables.
- 🔧 Por los momentos la empresa HIDROCARIBE escogió el morichal Mapirito como fuente principal de captación para dicha localidad, en la espera de la realización de los estudios hidrogeológicos a las diferentes fuentes superficiales, como lo son el morichal Mapirito y la quebrada San Antonio, esta última la más cercana a Santa Clara el cual Mapirito es uno de sus afluentes.
- 🔧 Hoy en día el estanque elevado cuenta con una capacidad de 120 m^3 , lo que no es suficiente para suplir ni la demanda actual de 175 m^3 y mucho menos la futura de 400 m^3 . Por lo tanto se propone usar el estanque subterráneo existente de 224 m^3 como almacenamiento para suplir el déficit actual y ser rebombado durante 24 horas al estanque elevado y el déficit de 55 m^3 puede ser realizado con un proyecto de ampliación a futuro. Una segunda propuesta es construir un estanque elevado de 280 m^3 paralelo al estanque


Capítulo VI. Conclusiones y Recomendaciones


elevado y usar el estanque enterrado como almacenamiento de agua potable para una futura planta de tratamiento.

 La línea de aducción de Coporo al estanque presenta un diámetro menor que el requerido por la demanda de la localidad en la actualidad. Además de esto la dicha línea no presenta ni ventosas ni descargas en sus puntos altos y bajos respectivamente, y a su vez se encuentra intervenida por alrededor de 37 tomas clandestinas destinadas para el riego agrícola y uso agropecuario. Por lo que Hidrocaribe en el proyecto que actualmente se encuentra en ejecución “Estudio y Proyecto del Sistema de Agua Potable de la Población de Santa Clara Municipio José Gregorio Monagas, Estado Anzoátegui.”, se propone una nueva línea de aducción desde Mapirito al Estanque elevado.

 Las bombas existentes en el morichal Mapirito y Coporo cumplieron su vida útil y dichas bombas no cuentan con una bomba de relevo.


 La mayoría de los muestreos de calidad de agua indican que el agua proveniente de las fuentes estudiadas, entran en la clasificación de aguas tipo IA, pero debido a la variedad de estudios e inconsistencia en los períodos de muestreo de los mismos, estos no son confiables para determinar cuál es la clasificación del agua y el tipo de tratamiento a realizar.


 Los datos recabados durante el estudio de los caudales máximos y mínimos desarrollados en el Morichal Mapirito, no fueron confiables debido a que los métodos propuestos en el Capítulo 2 y los implementados en sitio son para flujos horizontales y el flujo que se mostró en el morichal es de tipo vertical.


 El presupuesto para realizar la ampliación y mejora de la red de distribución tiene un costo total de 1.018.076,53 BsF.


Capítulo VI. Conclusiones y Recomendaciones


6.2 RECOMENDACIONES

-  Para el diseño de sistemas de abastecimiento, se recomienda el uso del Software WaterCAD, ya que a través de este se realizan los cálculos hidráulicos rápidamente y cuantas veces sea necesario hasta obtener el que más se ajuste a lo requerido por el sistema, además su interactividad con el programa AutoCAD permite simular los sistemas con mayor precisión.

-  Al momento de ejecutar las obras de este proyecto, se debe respetar lo indicado en los planos, de manera que el sistema funcione bajo los parámetros que fue diseñado.


-  Realizar mantenimiento preventivo al sistema de abastecimiento, garantizando su funcionamiento para el periodo de diseño, ya que muchos sistemas no fallan por estar mal diseñados sino por el deterioro de sus instalaciones ante la falta de mantenimiento.


-  En cuanto a las fuentes de abastecimiento se recomienda llevar a cabo un estudio hidrológico y de caracterización de agua por un período mínimo de un año, debido que el alcance de este trabajo de grado es de tipo conceptual, que a su vez resultaría de gran provecho tomarlo en cuenta como un trabajo de grado a futuro.


-  Se recomienda realizar un cronograma de muestreo semanal mínimo de las fuentes de abastecimiento en época de invierno y verano, para poder determinar el tratamiento adecuado requerido. Mientras se realizan los


Capítulo VI. Conclusiones y Recomendaciones


estudios se puede reparar el sistema de cloración para tratar el agua proveniente con una simple desinfección.

 Se debe realizar los mantenimientos respectivos a las bombas y reemplazarla una vez que la misma cumpla con su vida útil (10 ó 15 años) para garantizar con esto el buen funcionamiento del diseño, igualmente deben contar con una bomba de relevo en caso de contingencia.

 Se recomienda diseñar una nueva línea de aducción de Mapirito al estanque con los lineamientos pertinentes debido a que esta es la única fuente superficial propuesta para la captación de agua potable para la población.

 Ajustar por medio de fórmulas polinómicas o por recalcu de los precios unitarios el presupuesto estimado al momento de ejecutar la obra.

 En cuanto a los pozos existentes se recomienda hacer pruebas de bombeo donde se pueda calcular mediante métodos matemáticos su producción y desarrollar un registro con video cámaras para verificar el estado de las rejillas. Además usar bombas de mayor potencia para darle más calidad de vida debido a las fluctuaciones de la corriente eléctrica.

 Concientizar a la comunidad del uso preciado del agua potable, mediante charlas, campañas entre otros; con la finalidad de que no hagan un mal uso y despilfarro del vital líquido.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] http://venciclopedia.com/index.php?title=Municipio_José_Gregorio_Monagas.
- [2] HIDROVEN C.A. (2008). **“Estudio de demandas y disponibilidades de agua en los estados orientales del país”**
- [3] Gonzalez, V., (1987). **“Los Morichales de los llanos orientales un enfoque ecológico”**. Ediciones Corpoven.
- [4] Convenio MARNR-PDVSA (1983-1987). **“Evaluación y prospección de recursos hidráulicos en Anzoátegui central”**. Informe ejecutivo. Ministerio del ambiente y los recursos naturales renovables petróleo de Venezuela. s.a. Marzo 1990.
- [5] www.googleearth.com
- [6] PDVSA (2008). **“Construcción de Sistema de Recolección, Tratamiento y Disposición de Aguas Servidas de Población de Santa Clara”**.
- [7] LEÓN, E. y SALAZAR, F., (2005). **“Proyección del sistema de colectores de aguas residuales y de a ampliación de la red de distribución de agua potable de las poblaciones de Santa Inés y San Francisco de Macanao, Municipio**

Bibliografía

- Península de Macanao, Estado Nueva Esparta**". Tesis de Grado, Departamento de Ingeniería Civil, UDO, Barcelona.
- [8] ANDRADE, C. y ORTIZ, M., (2009). "**Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de los sectores: Barrio Polar- Hueco Dulce, el Eneal I y II, El mirador, La Islita y la Ceibita ubicado en el Municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui**". Tesis de Grado, Departamento de Ingeniería Civil, UDO, Barcelona.
- [9] MIMO, G. y RAMÍREZ, D., (2005). "**Diseño de las redes de acueductos y de aguas residuales para el sector el Paraíso Clarines, Municipio Bruzual, Estado Anzoátegui**". Tesis de Grado, Departamento de Ingeniería Civil, UDO, Barcelona.
- [10] AROCHA, S., (1997). "**Abastecimientos de Agua**", Ediciones Vega SRL, Tercera Edición, Caracas, Venezuela
- [11] MERRITT, F., (1998). "**Manual para el Ingeniero Civil**". Tercera Edición Editorial Mc Graw Hill. Ciudad de México, México.
- [12] GONZALEZ, L., (2006). "**Metodología para diseñar y evaluar redes de distribución de Agua potable (Acueductos)**". Segunda Edición. Editorial UDO. Barcelona, Venezuela.
- [13] LOPEZ, R., (1999). "**Diseño de Acueductos y Alcantarillados**". Segunda Edición Ediciones Alfaomega. Santa Fe de Bogotá, Colombia.
- [14] RIVAS, G., (1.983). "**Abastecimientos de Aguas y Alcantarillados**". Tercera Edición. Ediciones Vega s.r.l. Caracas, Venezuela.

Bibliografía

- [15] M.S.A.S., (1.983). **“Compendio de Normas y Modelos para Estudios de Campo y Diseño de Acueductos Rurales”**. Tercera Edición. Caracas, Venezuela.
- [16] AZEVEDO J. y ACOSTA G., (1973). **“Manual de Hidráulica”**. Primera Edición. Editorial Harla s.a., Ciudad de México, México.
- [17] M.A.R.N.R. (1985). **“Demandas Teóricas de Agua”**, Serie de informes técnicos DGSP/OA/IT/139. Ministerio del Ambiente y de los recursos Naturales Renovables. Caracas, Venezuela.
- [18] I.N.O.S. (1.965). **“Normas para el Diseño de los Abastecimientos de Agua”**. Caracas, Venezuela.
- [19] M.S.A.S./M.I.N.D.U.R., (1.989). **“Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos”**. Gaceta Oficial de la República de Venezuela, N° 4.103 Extraordinario. Caracas, Venezuela.
- [20] STREETER V. y WYLIE E. (1990). **“Mecánica de los fluidos”**. Octava Edición. McGraw-Hill. U.S.A.
- [21] MÉNDEZ, M., (1995). **“Tuberías a Presión en los Sistemas de Abastecimiento de Agua”**. Primera Edición. Editorial UCAB. Caracas, Venezuela.
- [22] GUPTA, R. (1989). **“Hidrology and Hydraulic Systems”**. Primera Edición. Editorial Waveland Press. Illinois, U.S.A.

Bibliografía

- [23] FRENCH, R. (1988). **“Hidráulica de Canales Abiertos”**. Primera Edición. Editorial McGraw-Hill. Mexico.
- [24] M.S.A.S (1960). **“Norma para el Diseño y Construcción de Acueducto de Pequeñas Poblaciones”**. Caracas, Venezuela
- [25] I.N.O.S. (1.965). **“Manual de Pozos”**. Caracas, Venezuela
- [26] M.A.R.N.R. (1.995). **“Normas para la Clasificación y el Control de la Calidad de los Cuerpos de Agua y Vertidos o Efluentes Líquidos”**. Gaceta Oficial de la República de Venezuela, N° 5.021 Extraordinario. Caracas, Venezuela.
- [27] APHA/AWWN/WEF, (1998). **“Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater”** 20th edition.
- [28] HIDROCARIBE (2010). **“Estudio y Proyecto del Sistema de Agua Potable de la Población de Santa Clara Municipio José Gregorio Monagas. Estado Anzoátegui.”**.
- [29] M.I.N.D.U.R (1.992). **“Normas COVENIN 2000-92”**. Caracas, Venezuela.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

TÍTULO	PROPUESTA PARA MEJORAR EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA POBLACIÓN DE SANTA CLARA, MUNICIPIO JOSE GREGORIO MONAGAS, ESTADO ANZOÁTEGUI .
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
Fernández V. Natasja H.	CVLAC: 18.141.213 E MAIL: natasjafernandez@hotmail.com
Di Domenico V. Paolino C.	CVLAC: 18.278.723 E MAIL: p_didomenico@hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

1. Abastecimiento
2. Agua Potable
3. Evaluar
4. Ampliación
5. Red

6. Suministro

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUBÁREA
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	
	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

La localidad de Santa Clara ubicada en el Municipio José Gregorio Monagas, estado Anzoátegui, presenta serios problemas de abastecimiento de agua potable, donde el suministro a la población es escaso, la presentan pocas horas en la semana y el agua no posee un tratamiento previo para su consumo. Por tal razón, fue prioritario realizar un levantamiento de información en sitio, para conocer la topografía de los sectores, el suministro actual de agua potable y recolectar datos de cantidad y estilo de vida de los habitantes; Una vez obtenida la información se procedió a evaluar el sistema de abastecimiento, proyectando así una ampliación en la red compuesta de tuberías de 4", 6", 8" Y 10" de PVC y del sistema de almacenamiento, capaces de servir a la población futura estimada en 4002 Hab. para el año 2040; Esto con el apoyo del Software Watercad versión 8.0, a través del cual se simuló el sistema que hidráulicamente cumple con los parámetros establecidos en las Normas Sanitarias Venezolanas para este tipo de proyecto. Igualmente se plantearon diferentes propuestas y recomendaciones que garantizara el suministro constante de agua potable a todo el pueblo hasta el período de diseño establecido.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU X	JU
Ghanem, Ana V.	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Morales, Hilda	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Araujo, Francelia	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2010	05	13
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
Tesis. Propuesta para mejorar. doc	Application / msword

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

ALCANCE

ESPACIAL: _____ (OPCIONAL)

TEMPORAL: _____ (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

_____ Ingeniero Civil _____

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

_____ Pregrado _____

ÁREA DE ESTUDIO:

_____ Departamento de Ingeniería Civil _____

INSTITUCIÓN:

_____ Universidad de Oriente - Núcleo de Anzoátegui _____

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al artículo 41 de Reglamento de Trabajo de Grado

"Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario"

Fernández V. Natasja H.

AUTOR

Di Domenico V. Paolino C.

AUTOR

Prof. Ghanem, Ana

TUTOR

Prof. Morales, Hilda

JURADO

Prof. Araujo, Francelia

JURADO

Prof. Saab, Yasser

POR LA SUBCOMISIÓN DE TESIS

