

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



**“EVALUACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE EN LOS SECTORES COLINAS DEL FRÍO Y SIERRA
MAESTRA DE PUERTO LA CRUZ, MUNICIPIO ANTONIO JOSÉ
SOTILLO, ESTADO ANZOÁTEGUI”**

Realizado Por:

Zabala González, María Del Rosario

C.I: 15.192.615

Trabajo de Grado Presentado ante la Universidad de Oriente como Requisito Parcial
para optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Barcelona, Febrero de 2009

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



**“EVALUACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE EN LOS SECTORES COLINAS DEL FRÍO Y SIERRA
MAESTRA DE PUERTO LA CRUZ, MUNICIPIO ANTONIO JOSÉ
SOTILLO, ESTADO ANZOÁTEGUI”**

ASESOR ACADÉMICO

Ing. Civil Miguel Molano

Barcelona, Febrero de 2009

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



**“EVALUACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE EN LOS SECTORES COLINAS DEL FRÍO Y SIERRA
MAESTRA DE PUERTO LA CRUZ, MUNICIPIO ANTONIO JOSÉ
SOTILLO, ESTADO ANZOÁTEGUI”**

JURADO

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

Ing. Miguel Molano
Asesor Académico

Ing. Belkys Sebastiani
Jurado Principal

Ing. Hilda Morales
Jurado Principal

Barcelona, Febrero de 2009

RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de Trabajos de Grado:

“Los Trabajos de grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario para su autorización”

DEDICATORIA

A mi Dios Todopoderoso, por acompañarme en cada uno de mis pasos, y haberme dotado con un sentido infinito de paciencia y perseverancia.

A mi madre Matilde González y a mis hermanos, por ser mi fuente de inspiración y no desmayar en ningún momento, y apoyarme siempre.

A mi familia, en especial a mi abuela Ignacia María, por su confianza y oraciones, por saber que siempre he contado y contaré con ellos.

A mi amado esposo Darry Arenas, por su preocupación apoyo y dedicación, en todo momento, por su motivación y palabras de aliento en los momentos difíciles.

A mis amadas hijas Marianny Alejandra y Darianny Gabriela, porque en especial a ellas quiero transmitirles el ejemplo a seguir profesionalmente.

A todas aquellas personas que de alguna u otra manera aportaron un granito de arena en el transcurso de mi vida universitaria.

AGRADECIMIENTO

A Dios, Señor Todopoderoso por sobre todas las cosas por haberme iluminado en todo momento.

A mi esposo, Darry Arenas quien con paciencia y dedicación ha dado un valioso aporte en mi carrera.

A mis hijas, Darianny Gabriela y Marianny Alejandra; por darme fuerzas en el desenlace de mi carrera.

A mi madre, Matilde González por haberme enrumado en este camino que logró alcanzar un peldaño del largo trecho que me queda por recorrer.

A mi abuela, Ignacia Álvarez de González y a mi familia, por haberme aconsejado y tenido presente en sus momentos de oración, motivo por el cual me sentí respaldada y apoyada por Dios.

A mi asesor, Miguel Molano que supo entender los obstáculos que me adversaban.

A la Universidad de Oriente y al Departamento de Civil por haber tenido flexibilidad en los momentos que lo necesité y por haberme facilitado la preparación necesaria para formarme como Ingeniero Civil.

A Todo aquel que haya colaborado realmente en la realización de este Trabajo de Grado, y halla sentido sincera preocupación para que el mismo se culminara con éxito.

“Gracias”

INDICE GENERAL

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
INDICE GENERAL	vii
INDICE DE FIGURAS.....	xi
INDICE DE TABLAS	xii
INDICE DE TABLAS	xii
RESUMEN.....	xiii
CAPÍTULO I.....	15
INTRODUCCIÓN	15
1.1 GENERALIDADES	15
1.1.1 Ubicación Geográfica.....	15
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.3 OBJETIVOS	19
1.3.1 Objetivo General	19
1.3.2 Objetivos Específicos.....	19
CAPÍTULO 2	21
FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	21
2.1 ANTECEDENTES.....	21
2.2 ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	22
2.3 TUBERÍAS	22
2.4 SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN.....	23
2.4.1 Redes de Tuberías.....	24
2.4.2 Válvulas	24
2.4.3 Hidrantes para incendios.....	28
2.5 ESTANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	28

2.5.1 Capacidad del Estanque	30
2.7 CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA POTABLE	31
2.7.1 Normas de calidad para el agua	32
2.7.2 Criterios de Calidad del Agua Potable.....	36
2.8 INVESTIGACIONES EN SITIO Y ESTUDIOS PRELIMINARES.....	38
2.9 FLUJO EN TUBERÍAS.....	44
2.9.1 Velocidad de Flujo Recomendada en Tuberías.....	46
2.9.2 Ecuaciones de Flujo	46
2.10 GOLPE DE ARIETE	49
2.11 DISEÑO	50
2.11.1 Periodo de Diseño	50
2.11.2 Población de Diseño.....	51
CAPÍTULO 3	57
METODOLOGÍA	57
3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN	57
3.2 TÉCNICAS A UTILIZAR.....	57
3.3 ETAPAS DE LA INVESTIGACIÓN.....	58
CAPÍTULO 4.....	60
DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA.....	60
4.1 POBLACIÓN.....	60
4.2 SISTEMA EXISTENTE	60
4.2.1 Sectores Sierra Maestra y Colinas del Frío.....	60
CAPÍTULO 5	64
SOFTWARE IP-3 ACUEDUCTOS	64
5.1 PROGRAMA DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE REDES ACUEDUCTOS	64
5.2 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS DEL SISTEMA	64
5.3 MENÚ PRINCIPAL	64
5.4 DATOS DEL PROYECTO	65
5.5 ANÁLISIS DE LA RED.....	65

5.6 UTILITARIOS.....	66
5.7 AYUDA	66
5.8 CREANDO UN PROYECTO	66
5.9 DATOS GENERALES DEL PROYECTO	66
5.10 CONSIDERACIONES GENERALES	67
5.11 DATOS GENERALES PARA EL CÁLCULO.....	67
5.12 DATOS DE LOS RAMALES	70
5.13 DATOS DE LOS NODOS.....	71
5.14 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA RED	72
5.15 RESULTADOS DE LOS NODOS	73
5.16 CERRANDO TRAMOS	74
CAPÍTULO 6.....	75
ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.....	75
6.1 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN	75
6.1.1 Población Actual	75
6.1.2 Método de las Densidades Máximas de Saturación.....	75
6.1.3 Cálculo de la Población Futura:	76
6.1.4 Cálculo de Caudal:	79
6.2 CORRIDA CON EL PROGRAMA IP3-ACUEDUCTOS.....	81
6.2.1 Corrida I :	81
6.2.2 Corrida II:.....	81
6.3 SOLUCIÓN PLANTEADA. (VER ANEXO F).....	81
CAPÍTULO 7	84
EVALUACIÓN ECONÓMICA	84
7.1 PRESUPUESTO	84
7.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	84
7.3 MEMORIA DESCRIPTIVA	85
7.4 CÓMPUTOS MÉTRICOS.....	86
CAPÍTULO 8	87

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	87
8.1 CONCLUSIONES	87
8.2 RECOMENDACIONES.....	89
BIBLIOGRAFÍA	90
ANEXO A.....	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO B.....	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO C	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO D.....	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO E	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO F	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO G.....	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO H.....	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO I	¡Error! Marcador no definido.
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:.....	92

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 Vialidad Característica. Sierra Maestra y Colinas Del Frío.....	16
Fig. 1.2 Tendido Eléctrico. Sierra Maestra y Colinas del Frío	17
Fig 4.1 Sector Sierra Maestra.....	61
Fig 4.1 Sector Colinas del Frío. Parte Alta	61

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Gasto de Incendio Requerido.....	30
Tabla 2.2 Normas Primarias para Agua Potable.....	33
Tabla 2.3 Normas Primarias Para Agua Potable.....	34
Tabla 2.4 Concentración Permisible de Flúor.....	35
Tabla 2.6 Método de las Densidades.....	40
Tabla 2.7 Tabla de Consumo	41
Tabla 2.8 Número de Reynolds.....	45

RESUMEN

El presente trabajo de grado tiene como finalidad evaluar el sistema actual de abastecimiento de agua potable en los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra de Puerto La Cruz, Municipio Sotillo, Estado Anzoátegui. Se evaluó con la utilización del programa de cálculo IP3-Acueductos 1.0 la red existente para el abastecimiento y distribución de agua potable, la cual está constituida principalmente por tuberías de 6 y 8 pulgadas respectivamente, en dicho análisis la red de distribución resultó ser insuficiente para la población actual de dichos sectores debido a que las presiones presentes en dicha red no cumplen con las especificaciones técnicas mínimas requeridas por las normas; de la misma manera se reestructuraron unos tramos de la red existente actualmente y se plantearon unos tramos nuevos, y con el software IP3-Acueducto 1.0 se realizó una segunda evaluación dando como resultado que el rango de las presiones y velocidades calculadas se encuentran en rangos permisibles por las normas; dando como resultado que en algunos tramos la tubería existente de 6 y 8 pulgadas debe ser cambiada por una de 10 pulgadas y

los tramos añadidos deben ser construidos para garantizar de esta forma el abastecimiento de agua potable a los sectores afectados.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

Las principales características de los sectores objeto de estudio (Sierra Maestra y Colinas del Frío) fueron observadas en sitio, como lo son: población, la cual fue censada para la realización de este proyecto; así como el drenaje, la vialidad entre otras.

1.1.1 Ubicación Geográfica

Sector Sierra Maestra

❖ **Localización:** Se encuentra ubicado en la ciudad de Puerto La Cruz, Parroquia Pozuelos

del Municipio Sotillo, limita al norte con el sector Colinas del Frío, al sur con la avenida Bolívar, al este con el barrio José Antonio Anzoátegui y al oeste con la urbanización Caribe.

Sector Colinas del Frío

❖ **Localización:** Se encuentra ubicado en la ciudad de Puerto La Cruz, Parroquia Pozuelos

del Municipio Sotillo, limita al norte con el cerro Las Trincheras, al sur con el sector Sierra Maestra, al este con el Barrio José Antonio Anzoátegui y al oeste con la Urbanización El Frío.

Ambos sectores presentan prácticamente la misma ubicación geográfica, por lo que presentan las mismas características que se describen a continuación:

- ❖ **Temperatura:** La Temperatura Media Anual se mantiene en el orden de los 26 a 27 'C y de los Registros de Precipitación se deduce la existencia de dos períodos bien definidos: uno seco de Enero a Abril y uno lluvioso de Mayo a Diciembre, con una intensidad media anual pluviométrica del orden de los 650 mm.
- ❖ **Clima:** La temperatura permite definir el clima como Semi Húmedo de la Costa (Bshi) en la Clasificación de Koeppen. Los vientos dominantes tienen dirección ENE y NNE y corresponden a los vientos Alisios, los cuales alcanzan sus máximas velocidades (10 Km.lh) en el período seco y particularmente en el mes de Marzo.
- ❖ **Drenaje:** El drenaje natural es superficial, mientras que el drenaje urbano por su parte (sanitario y pluvial) cubren el 65% de la comunidad. Los sectores poseen servicios de aguas blancas pero de manera deficiente, haciéndose inexistente en la parte alta.
- ❖ **Vialidad:** Poseen una red vial asfaltada en un 85% aproximadamente, de la cual solo un 25% se encuentra en buen estado.



Fig. 1.1 Vialidad Característica. Sierra Maestra y Colinas Del Frío

- ❖ **Servicio Eléctrico:** Ambos sectores poseen un tendido eléctrico de aproximadamente 72% del área habitada, el porcentaje restante se conecta de forma ilegal al alumbrado público que existe únicamente en la calle principal que



Fig. 1.2 Tendido Eléctrico. Sierra Maestra y Colinas del Frío

- ❖ **Base Económica y Empleo:** Dichos sectores, tienen una participación porcentual en el empleo básico del 23,94% en la categoría de servicios personales y de hogares, 11,76% en restaurantes y hoteles, 10,74% en establecimientos financieros y 53,56 % se desarrolla en la economía informal.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El agua es el elemento más importante de la Tierra, sin el cual no es posible la vida. Una persona adulta necesita 3 litros de agua al día, ya sea como líquido o incluida en otros alimentos.

La deficiencia de un sistema de agua potable en las comunidades ocasiona problemas de insalubridad, crecimiento y desarrollo. La salud de las comunidades es la base de su existencia. En los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra (Parte Alta), el servicio de agua potable es insuficiente y necesitan mejorarlo.

El sistema de aducción de agua potable en estos sectores ha sido deficiente, acentuándose en la parte alta. Este problema es bastante grave, en virtud de que por muchos años ambos sectores han tenido dificultades para obtener el preciado líquido, generando múltiples problemas a las comunidades que allí habitan, teniendo como resultado problemas de salud, endemias, y poca productividad.

La zona en estudio es característica de una zonificación R-4 CV que corresponde a viviendas unifamiliares aisladas, pareadas y/o continuas con una densidad teórica neta variable entre 160 y 220 hab./ha.

El acceso a ambos sectores es principalmente a través de la Avenida Bolívar de Puerto La Cruz y se comunican entre sí por varias calles transversales como lo son la calle Bella Vista y Unión respectivamente. Ambas comunidades presentan servicio de electricidad, el servicio de aseo urbano es un poco deficiente, posee sistema de cloacas y para el suministro de agua potable los habitantes de la parte alta de dichos sectores cargan la misma con tobos desde una toma que se encuentra ubicada en la parte baja de los mismos.

Actualmente existe una red de aducción con diámetros que varían entre 4 y 6 pulgadas (160mm) respectivamente. Según datos suministrados por la comunidad, dicha red es insuficiente para surtir los sectores antes mencionados; ya que a partir de la calle unión del sector Colinas del Frío y de la calle Leonardo Ruiz Pineda del sector sierra maestra hacia arriba comienzan a surgir los problemas de suministro del vital líquido.

Se realizará una evaluación de la zona en estudio, y de acuerdo a los resultados de dicho análisis se pueden plantear tres posibles alternativas de solución, de las cuales se escogerá la más viable, factible y económica:

1. Construir una estación de bombeo en un terreno aledaño a la U.E Severiano Hernández, ubicada en la calle Corazón de Jesús del sector El Frío, y un tanque de almacenamiento ubicado en un punto intermedio entre ambos sectores, en la parte alta de los mismo; y distribuir por gravedad el vital líquido.
2. Diseñar una línea de aducción que se conecte directamente a la Lock Joint de 12" (850 mm) que pasa a lo largo de la avenida Bolívar de Puerto La Cruz para alimentar a la parte alta de ambos sectores de forma directa. Dicha tubería estaría ubicada a la altura de lo que son las calles Bella Vista y Unión respectivamente y se colocarían unos ramales para abastecer la parte alta del sector; es decir, se propone construir una red totalmente independiente de la que existe actualmente.
3. Mejorar en términos generales la red existente.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Evaluar el sistema actual de abastecimiento de agua potable en los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra de Puerto La Cruz. Municipio Sotillo. Estado Anzoátegui.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Identificar la red de distribución existente.
2. Calcular la población que habita en los sectores.
3. Realizar el levantamiento topográfico de la zona en estudio.
4. Estudiar las presiones y caudales en la tubería existente.

5. Formular la solución para el problema en estudio.
6. Estimar los costos de la solución planteada.

CAPÍTULO 2

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 ANTECEDENTES

Uno de los antecedentes es el tema desarrollado por Daniela Cedeño y Javier Jiménez (2005), quienes evaluaron el sistema existente de abastecimiento de agua potable del sector Provisor, Municipio Sotillo, para lo cual determinaron el área de trabajo, levantamiento topográfico de la zona, análisis de consumo, dotación, para realizar el diseño de aducción y red de distribución de agua potable del sector, aplicando el programa IP3-Acueductos. ^[1]

Maribel Cappare (2005), realizó un estudio de la situación actual del sistema de abastecimiento de agua potable del sector Colinas de Vidoño, para ello utilizó el programa IP3-Acueductos aplicado al sistema de abastecimiento de agua potable. En este estudio se constató que la red existente era insuficiente para abastecer la población actual de la zona lo cual se verificó por medio de entrevistas a los moradores del sector. En la elaboración de este proyecto se aportó una solución viable que consiste en realizar un sistema de bombeo hacia un tanque elevado y posteriormente distribuir el vital líquido por gravedad. ^[2]

Entre los aspectos fundamentales en la planeación para el futuro desarrollo urbano, se encuentra la provisión de un adecuado abastecimiento de agua para satisfacer las necesidades de agua potable. El sistema básico de abastecimiento de agua incluye la fuente de abastecimiento, su tratamiento (si se requiere) y la

distribución a los usuarios. El abastecimiento de agua tratada o no es un elemento importante para todos los sistemas de abastecimiento de agua. El abastecimiento básico de agua para la comunidad o región se obtiene de fuentes superficiales o subterráneas de agua. Las aguas superficiales se pueden tomar directamente de las corrientes de los ríos sin almacenamiento, es factible normalmente solo donde los bajos niveles durante los periodos de sequía prolongada son mayores que la demanda máxima de agua. Los ríos también están sujetos a rápidas variaciones en la calidad del agua y son vulnerables a las descargas de tóxicos y sustancias peligrosas. ^[3]

2.2 ABASTECIMIENTO DE AGUA.

Un sistema de distribución de agua potable se crea o se amplía para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada, desde la fuente de suministro hasta los consumidores para uso doméstico, de riego, industrial, extinción de incendio y sanitarios. Las instalaciones para el suministro de agua constan de las obras para captación, almacenamiento, transmisión, bombeo, distribución y tratamiento. ^[3]

2.3 TUBERÍAS

Son las encargadas de transportar el agua a presión hasta el sitio de consumo. Según su función se clasifican de la siguiente manera:

- a. Tubería Matriz (mayor a 400 mm): Conducen el agua desde los tanques de almacenamiento o estación de bombeo o aducción a las tuberías arteriales. No se deberían hacer tomas sobre estas tuberías sino sobre tuberías de distribución paralelas.
- b. Tuberías arteriales o principales: Suplen los gastos a los hidrantes y consumos en general.

- c. 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 diámetros menores que las arteriales. Deben tener diámetro suficiente para servir a los hidrantes y garantizar presiones mínimas.
- d. Tuberías de servicio: Suplen el consumo desde las tuberías a los medidores comerciales instalados en las residencias o institución que reciba el servicio. En medios urbanos el $\Phi \geq 3/4''$ (1,90 mm), se puede aceptar en medios rurales hasta diámetros de $1/2''$ (1,27 mm).⁽⁷⁾

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 o igual a 17 m se podría recomendar dos líneas de alimentación. La tubería de distribución debe estar como mínimo a 20 cm. En el caso de que no pueda mantenerse la luz libre mínima de 20 cm, deberá recubrirse la tubería con una envoltura de concreto clase B (140 Kg/cm²) de 10 cm de espesor y en una longitud de 2,5 m a ambos lados del punto de cruce de las tuberías. Cuando estas corran paralelas y no pueda mantenerse la luz mínima, se deberá envolver el colector con concreto de la misma clase de 10 cm de espesor y en una longitud igual a la del paralelismo, más un exceso de 1,5 m en ambos extremos. Cuando por otra parte, no pueda mantenerse la distancia horizontal de 2 m deberá profundizarse el colector para que la luz libre vertical entre tuberías, sea igual a 0,2 m más la mitad de la diferencia, entre 2 m y la distancia horizontal propuesta. En ningún caso, la separación podrá ser mayor a 1 metro.^[7]

2.4 SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN

Un sistema de distribución consta principalmente de tuberías matrices, arteriales, de relleno y de servicio. Las tuberías de distribución son conductos cerrados que permiten distribuir el agua bajo presión a los diversos puntos de consumo. Sus

capacidades deben satisfacer los requisitos de consumo. Deben ser a su vez capaces de suministrar esos gastos a ciertas presiones mínimas para que garanticen el uso irrestricto del agua; deben ser determinadas las cargas exteriores y presiones interiores, así como los incrementos de presión por golpe de ariete. ^[7]

2.4.1 Redes de Tuberías.

Es el conjunto de tuberías dispuestas y conectadas de tal forma que el caudal que entra hacia un nodo pueda salir siguiendo diversas trayectorias.

El cálculo de estos sistemas es bastante complejo y el número de ecuaciones resultantes es generalmente muy alto. En la práctica se siguen procedimientos de cálculo que permitan hacer ajustes, circuito a circuito, de tal forma que haya una compensación progresiva hasta que satisfagan las siguientes condiciones:

- a. Que el caudal que entra hacia un nodo sea igual que el que sale del mismo.
- b. La caída de presión entre dos nodos de una malla debe ser la misma independientemente del recorrido que siga el fluido entre los nodos. ^[4]

2.4.2 Válvulas

En las instalaciones hidráulicas se utilizan muchos tipos de válvulas. Estas se clasifican según la función que desempeñan. Las dos clasificaciones principales de las válvulas para agua resultan de su función según sean aisladoras y de control.

Las válvulas aisladoras se utilizan para separar o aislar secciones de tubo, bombas y aparatos de control, del resto del sistema para su inspección y reparación. Los tipos principales de válvulas aisladoras son de compuerta, embolo, esclusa y mariposa.

Una válvula de control se usa normalmente para el control continuo de presiones y flujos. Las válvulas *check*, aguja, globo, de alivio de aire, reguladoras de presión, de alivio de presión y de altitud se consideran por lo general como válvulas de control.

Las válvulas de compuerta son las válvulas de aislamiento de mayor uso en los sistemas de distribución, principalmente por su bajo costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están abiertas totalmente. Tienen un valor limitado como válvula de control o de reducción, por el desgaste del asiento y la desviación y traqueteo del disco de la compuerta aguas abajo. Además, el área abierta y el volumen de circulación por la válvula no son proporcionales al porcentaje de apertura de la válvula, en apertura parcial. La inspección y operación periódica de las válvulas que funcionan con poca frecuencia evitan muchas dificultades en su operación. Algunas válvulas de compuerta de tamaño grande tienen operadores con engranajes de reducción, para permitir su accionamiento manual. Las válvulas muy grandes tienen operadores hidráulicos y eléctricos.

Una válvula de embolo puede utilizarse tanto para aislamiento como para control. Consiste en un embolo cilíndrico (con una ranura rectangular o un orificio circular), colocado en el asiento cilíndrico, con ajuste muy preciso, perpendicular a la dirección del flujo. Las válvulas de cono y esféricas son tipos especiales de válvulas de embolo. Las válvulas de embolo, cono y esféricas, pueden cerrarse o abrirse por completo con una rotación de 90° del embolo. Las válvulas pueden ser lubricadas o no (las válvulas grandes de hierro tienen lubricación). Para la operación de las válvulas de tamaño muy grande, se utilizan operadores hidráulicos o eléctricos. Las válvulas pequeñas se utilizan para aislamiento en conexiones para servicio domestico y comercial y se llaman válvulas de servicio o de toma. Por lo general, como el medidor no esta directamente adyacente al tubo de distribución, se usan tres válvulas: una en la conexión para servicio, otra justo aguas arriba del medidor y la tercera entre el medidor y la tubería de servicio al consumidor. Las válvulas de embolo y de cono

también se utilizan para reducción y corte a control remoto. Las ventajas principales de las válvulas de embolo son la baja perdida de carga, autolubricación, operación fácil y rápida, incluso en presencia de presiones desiguales a través de la válvula, pero estas válvulas son mas costosas que las de compuerta, globo y mariposa.

Las válvulas de mariposa pueden usarse para regulación y aislamiento. El mecanismo de la válvula de mariposa consta de un disco delgado con un pivote en una flecha o vástago horizontal. El disco gira al aplicar una potencia ya sea manual o con un motor por medio de un reductor de engranajes. La sencillez de construcción y su operación rápida y fácil son las razones por las cuales han reemplazado a las válvulas de compuerta en muchos lugares. Una desventaja de las válvulas de mariposa es su costo más alto en relación con las de esclusa o compuerta.

Las válvulas de esclusa se usan principalmente en los lados de las torres de control de los estanques y en estructuras en canales, en donde la presión en un lado de la compuerta ayuda a mantenerla asentada y evita fugas de agua. Las dificultades con las fugas y la corrosión de los bastidores y vástagos de la esclusa son las principales desventajas de las válvulas de esclusa. Su bajo costo inicial y la facilidad de operación en canales abiertos son sus ventajas principales.

Las válvulas de aguja tienen una aguja de forma especial que ajusta en un orificio pequeño con un asiento maquinado a alta precisión. Las válvulas de aguja se utilizan para el control exacto de la circulación de agua, debido a que es necesario un gran movimiento de la aguja antes que ocurra cualquier cambio medible en el flujo. Las válvulas de aguja no se utilizan para aislamiento, debido a la gran perdida de carga hidrostática al pasar el agua por el orificio pequeño. Las válvulas de aguja de tamaño grande se utilizan para regular el flujo con cargas elevadas, como la descarga de los embalses.

Las válvulas de globo suelen ser de tamaño pequeño para usos en instalaciones

domesticas. El mecanismo de la válvula consiste en un disco accionado por un tornillo que se empuja hacia abajo contra un asiento circular. Debido a las grandes pérdidas de carga, las válvulas de globo rara vez se usan para aislamiento; mas bien se utilizan para regular la presión en los sistemas de distribución de agua. Muchas válvulas automáticas de control, como las válvulas reguladoras de presión y altura, retención y alivio, tienen cuerpos en forma de globo con diversos tipos de mecanismo de control.

Las válvulas reguladoras de presión se utilizan para reducir en forma automática las presiones. Una válvula de descarga de aire y de entrada sirve para el doble fin de permitir que el aire escape o entre a una tubería. El aire que se acumula en los puntos altos en un tubo entorpece la circulación del agua y debe dejarse escapar a través de una válvula de desahogo de aire en ese lugar. Además, al extraer el agua de puntos bajos en una tubería puede ocasionar presiones negativas en los lugares más altos y que falle el tubo. Se deja entrar el aire a través de la válvula de desahogo y de entrada de aire en los puntos altos, para evitarlo.

Se utilizan válvulas de alivio para liberar exceso de presión en un espacio cerrado. Es frecuente que estas presiones excesivas sean ocasionadas por el cierre repentino de una válvula.

Las válvulas de altitud se utilizan para controlar el nivel del agua en depósitos elevados. Un control accionado por la presión cierra la válvula de altitud, cuando esta lleno el tanque, y la abre para permitir que salga el agua del tanque cuando se reduce la presión debajo de la válvula.

Las válvulas de retención (check) se utilizan en las tuberías para permitir solo flujo unidireccional. Las válvulas de retención colocadas en los tubos de succión de las bombas centrifugas se llaman válvulas de aspiración. Estas válvulas mantienen el

agua en el tubo de succión y la carcasa de la bomba, a fin de que la bomba no necesite cebado manual al arranque. La válvula de retención más común es la de tipo oscilante o de charnela. [3]

2.4.3 Hidrantes para incendios

Un hidrante para incendio consta de un pequeño barril de hierro fundido y una válvula de compuerta o de compresión que conecta el barril con la tubería principal. Normalmente, hay dos o más conexiones para manguera en el barril sobre la superficie del piso.

Por lo general, se requiere una válvula de compuerta adicional entre el hidrante y la tubería para reparación del hidrante.

El número de conexiones de 2 ½ pulgadas (6,35 mm) para mangueras en un hidrante determina su clase. Por ejemplo: Un hidrante con dos conexiones se denomina hidrante de dos vías o dos bocas. [3]

2.5 ESTANQUE DE ALMACENAMIENTO.

En la ubicación de un tanque de almacenamiento se debe tener presente el criterio de que las pérdidas de carga sean mas o menos iguales en cualquier dirección y que una altura única del tanque fuese suficiente; por esto en sitios planos y de densidades de población uniformes el centro de éste sería el adecuado; para el caso de densidades de población no uniformes el estanque podría estar más hacia el lado de mayor densidad de población. Cuando la topografía es abrupta el problema se complica: puntos muy elevados respecto a otros pueden exigir elevaciones distintas para los tanques obligando en muchos casos a emplearse más de un tanque de almacenamiento. [5]

Para todo sistema, incluyendo aquellos con abastecimiento por gravedad durante las veinticuatro horas del día, debe diseñarse un estanque para el almacenamiento de agua, que supla las demandas máximas horarias esperadas en las líneas de distribución y para mantener una reserva prudencial para los casos de interrupción de las líneas o fuentes de abastecimiento.

En el caso de sistemas con hidrantes para incendios deben también almacenarse un volumen suficiente para combatir esos incendios.

En vista a estas consideraciones, la capacidad mínima de almacenamiento debe ser:

1. Necesaria para compensar las fluctuaciones horarias de consumo.
Para poblaciones de hasta 1.000 habitantes: 45% del consumo diario de la población.
Para poblaciones entre 1.001 y 5.000 habitantes: 35 % de ese consumo
2. Reserva para eventualidades: Un porcentaje del consumo medio diario, de acuerdo a las características de las fuentes de abastecimiento, pero nunca menor al 10 %.
3. Reserva para combatir incendios: Un volumen capaz de alimentar las bocas de incendio a razón de 5 lts/seg durante 2 horas, tiempo estimado como duración media de un incendio.
4. La situación de estanque debe ser tal que produzca, en o posible, presiones uniformes en la distribución. En caso que la topografía no permita la adopción de un tanque en el suelo, se elegirá elevado.
5. La altura mínima del tanque debe ser aquella que a media capacidad produzca en el sistema de distribución la presión mínima recomendada de 10 mts para el caso más desfavorable.
6. Se debe presentar un plano de ubicación del tanque con relación a las líneas de aducción y distribución.^[6]

2.5.1 Capacidad del Estanque

La capacidad por incendio en núcleos urbanos debe ser la que resulte de almacenar un volumen de agua suficiente para combatir uno o mas incendios a los gastos fijados por las normas y durante el tiempo que dure el incendio. De acuerdo alas normas del INOS, por ejemplo, para una población de 10.000 habitantes esa capacidad será: $Q = 15\sqrt{x}$, siendo Q en lts/seg y x en miles de habitantes.

Como complemento a esta determinación de capacidad para combatir incendios, las normas del INOS establecen que si la población es menor de 200.000 habitantes, se puede suponer que habrá solamente un incendio a la vez. Para ciudades de una población de más 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 lts/seg. La duración de cada incendio, para estos casos, debe suponerse de acuerdo a la tabla mencionada en las normas del INOS.

Tabla 2.1 Gasto de Incendio Requerido

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

Fuente: Abastecimiento de Aguas y Alcantarillados^[6]

Por último, es recomendable que, mientras en secciones de la ciudad no muy densamente construidas y con edificaciones pequeñas el gasto exigido es de 32 lts/seg., en secciones muy densamente construidas y con edificios hasta de tres pisos, el gasto no debe ser menor de 64 lts/seg. Cuando en estas ultimas los edificios tengan

mas de tres pisos, el gasto contra incendio no de be ser menor a 96 Its/seg. Estos gastos deben ser concentrados, manteniéndose las presiones residuales mínimas fijadas por esas mismas normas. ^[6]

2.6 LÍNEAS DE ADUCCIÓN

Las aguas captadas deben en general, ser conducidas al sitio de consumo, por lo cual se requieren las líneas de aducción, pudiendo estas ser por gravedad, bombeo o el 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 esta trayecto la planta de tratamiento. ^[8]

Las líneas de conducción del líquido entre la fuente o sistema de abastecimiento y el tanque de almacenamiento o tuberías de distribución debe ser capaces de transportar el 120 % del consumo medio diario fijado en la dotación. Ello dará cabida a transportar la demanda del día máximo en la época de sequía. ^[6]

2.7 CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA POTABLE

El control de calidad del agua comienza en la preparación y supervisión hidrográfica de la fuente de abastecimiento, continúa con la planta de tratamiento y termina en el sistema de distribución. Cada parte del sistema presenta problemas de control, que le son característicos, pero en todos la vigilancia permanente es el precio de la seguridad. ^[3]

- **Fuente de Abastecimiento:** Para conservar y mejorar la calidad natural del agua mucho se puede lograr mediante el saneamiento hidrográfico, drenaje de

ciénagas, prevención de la erosión, preparación del sitio de embalse previo a su inundación, control del crecimiento de la vegetación acuática y algas, regulación de actividades recreacionales.

- **Planta de Tratamiento:** Independientemente de la calidad del agua cruda, un efluente de cualquier composición puede obtenerse mediante métodos de tratamiento apropiados; por supuesto que las consideraciones del tipo económico son factores limitantes. Cualquier agua suministrada para el consumo humano debe ser desinfectada independientemente de su calidad en su estado natural o después de aplicársele algún proceso de tratamiento.
- **Sistema de Distribución:** Los factores de mayor importancia que influyen en este tipo de control de calidad del agua son:
 - a. El control y eliminación de las conexiones cruzadas entre el sistema de abastecimiento público y sistemas privados contaminados.
 - b. La prevención en la plomería de las viviendas de flujo inverso o sifonaje de agua contaminada desde la pieza sanitaria hasta la tubería de agua. ^[10]

2.7.1 Normas de calidad para el agua

La Organización Mundial de la Salud con la creciente preocupación por los cambios en nuestro ambiente y el efecto en la salud a través del suministro de agua fue la causa principal del cambio en las normas de calidad del agua..

Se define como contaminante cualquier sustancia en el agua, sea física, química, biológica o radiológica. El nivel máximo de contaminación, indica el máximo nivel permisible de contaminantes en el agua que se suministra a cualquier usuario de un sistema de agua potable. ^[3]

2.7.1.1 Calidad microbiológica: El mayor peligro asociado con el agua potable es la posibilidad de su contaminación por el drenaje que contiene excremento humano. El

drenaje puede tener bacterias patógenas capaces de producir fiebre tifoidea, cólera u otras enfermedades entéricas. Los organismos que se han empleado mas comúnmente como indicadores de contaminación fecal son la Escherichia coli y el grupo coliforme en su conjunto. [3]

La siguiente tabla describe los resultados de las pruebas de coliformes que se requieren para cumplir con la calidad bacteriológica.

Tabla 2.2 Normas Primarias para Agua Potable

Normas primarias para agua potable: microbiológicas y de turbidez*	
Tipo de contaminante	Niveles máximos de contaminación (MCL) [†]
Contaminantes microbiológicos en todo sistema de agua [†]	<p>Quando se usa la prueba de filtro de membrana a:</p> <p>1 colonia/100 ml para el promedio de todas las muestras mensuales. O 4 colonias/100 ml en más de una muestra, si se toman menos de 20 muestras al mes. O 4 colonias/100 ml en más del 5% de las muestras, si se examinan 20 o más muestras al mes.</p> <p>Quando se usa la prueba del tubo múltiple de fermentación (porciones de 10 ml). No deben estar presentes coliformes en más de 10% de las porciones por mes. No más de una muestra debe tener tres o más porciones positivas cuando se examinan menos de 20 muestras por mes. O no más de 5% de las muestras deben tener tres o más porciones positivas cuando se examinan 20 o más muestras al mes.</p>
Turbidez en agua de superficie; de sólo sistemas	<p>1 TU promedio mensual (5 TU promedio mensual pueden aplicarse como opción del estado). O 5 TU en promedio en dos días consecutivos.</p>

Fuente: Abastecimiento de Aguas y Alcantarillados

2.7.1.2 Turbidez: Se ha establecido en límite de turbidez como contaminante primario debido a que una turbidez alta puede interferir en la eficiencia de desinfección, de modo especial en la desactivación de virus; además, un exceso de partículas puede estimular el crecimiento de microorganismos en un sistema de distribución.

Se requiere un muestreo de turbidez diario en agua superficial al entrar al sistema de distribución, con ciertas excepciones en sistemas que efectúan desinfección y mantienen un desinfectante residual activo en el sistema. [3]

2.7.1.3 Sustancias químicas: Los niveles máximos de contaminación para

compuestos químicos inorgánicos y orgánicos se indican en la siguiente tabla:

Tabla 2.3 Normas Primarias Para Agua Potable

Normas primarias para agua potable, productos químicos y de radiactividad*	
Tipo de contaminante	Niveles máximos de contaminación (MCL) [†]
Productos químicos inorgánicos en todo sistema de agua [‡]	
Arsénico	0.05 mg/L
Bario	1 mg/L
Cadmio	0.010 mg/L
Cromo	0.05 mg/L
Plomo	0.05 mg/L
Mercurio	0.002 mg/L
Selenio	0.01 mg/L
Plata	0.05 mg/L
Nitrato (como N)	10 mg/L
Productos químicos orgánicos sólo en sistemas superficiales de agua	
Endrin	0.0002mg/L
Lindiano	0.004 mg/L
Metoxicloro	0.1 mg/L
Toxafeno	0.005 mg/L
2,4-D	0.1 mg/L
2,4,5-TP (silvex)	0.01 mg/L
Contaminantes radiológicos (naturales) en todo sistema de agua [‡]	
Alfa gross	15 pCi/L
Ra-226 y Ra-228 combinados	5 pCi/L
Contaminantes radiológicos (sintéticos) en sistemas de superficie de agua para poblaciones de 100 000 habitantes o más	
Beta gross	50 pCi/L
Tritium	20 000 pCi/L
Estroncios 90	8 pCi/L

Fuente: Manual del Ingeniero Civil. ^[3]

Las pruebas para esas sustancias, que determinan el cumplimiento de esos niveles, deben efectuarse cada año para sistemas comunitarios que utilizan fuentes superficiales de agua, y cada tres años para sistemas que utilizan agua subterránea. Los sistemas de agua no comunitarios, alimentados por superficie o agua subterránea, deben repetir las pruebas cada 5 años. Si los resultados de prueba de rutina indican que el nivel de cualquier sustancia en la lista excede el límite del nivel del contaminante, se requieren muestras de comprobación adicionales. Para componentes

químicos inorgánicos y orgánicos, con excepción de nitrato, si se exceden uno o mas de estos límites, se reportan los datos al estado dentro de los 7 días siguientes, y se toman 3 muestras adicionales del mismo punto de muestreo dentro del mes. [3]

2.7.1.4 Trialometanos: Los reglamentos primarios en 1979 establecen un límite para el cloroformo y tres químicos orgánicos relacionados del grupo de trialometanos. El nivel máximo de contaminantes para el total de trialometanos, incluyendo cloroformo, bromodichlorometano, dibromoclorometano y bromoformo es de 0.10 mg/L. Se requieren mediciones y cumplimiento para sistemas de agua comunitarias que dan servicio a poblaciones mayores de 10.000 habitantes que agregan desinfectantes en el proceso del tratamiento de aguas superficiales y subterráneas. [3]

2.7.1.5 Límites de flúor: El flúor se considera un constituyente esencial del agua potable para prevenir la caries en los dientes de niños, pero el exceso de flúor puede causar daños a la dentadura infantil. Los límites de control mínimo, óptimo y superior de concentraciones de flúor, tomados de los estándares para agua potable de 1962, se muestran en la tabla siguiente. [3]

Tabla 2.4 Concentración Permisible de Flúor

Concentración permisible de flúor				
Promedio anual de temperaturas máximas diarias del aire [†]	Límites de control recomendados, concentraciones de flúor, mg/L o ppm*			Nivel máximo de contaminación
	Inferior	Óptimo	Superior	
53.7 o menor	0.9	1.2	1.7	2.4
53.8-58.3	0.8	1.1	1.5	2.2
58.4-63.8	0.8	1.0	1.3	2.0
63.9-70.6	0.7	0.9	1.2	1.8
70.7-79.2	0.7	0.8	1.0	1.6
79.3-90.5	0.6	0.7	0.8	1.4

Fuente: *Manual del Ingeniero Civil* [3]

2.7.1.6 Protección de la fuente de abastecimiento

El suministro de agua debe obtenerse de la fuente más conveniente posible, y ha de realizarse un nuevo esfuerzo para prevenir la contaminación de ella. Si la fuente no se protege en forma adecuada contra la contaminación por medios naturales, debe protegerse con un tratamiento adecuado.

Deben hacerse muestreos sanitarios del sistema de suministro, desde la fuente de alimentación hasta la conexión con la tubería de servicio del consumidor, con objeto de localizar y corregir cualquier peligro que pudiera existir contra la salud. La frecuencia de estos muestreos depende de los antecedentes históricos.

Debe proveerse capacidad conveniente para satisfacer demandas pico sin que se desarrollen presiones bajas, y evitar la posibilidad de flujo inverso contaminado desde la tubería del consumidor a la red. ^[3]

2.7.2 Criterios de Calidad del Agua Potable

Se deben establecer criterios sobre la calidad del agua, relacionados con los usos deseados o propuestos para el agua superficial y subterránea. El uso del agua usualmente considerado es como agua potable, aunque se le da en la mayoría de los casos usos múltiples.

La descarga de materiales orgánicos y productos químicos de municipios e industrias causa contaminación. La contaminación térmica puede provenir de descargas de aguas para enfriamiento de las industrias y de generación de energía. Dichas descargas implican volúmenes muy grandes de agua con temperaturas elevadas y estas pueden afectar otros usos del agua. ^[10]

2.7.2.1 Bacteriológicos.

1. Agua a la entrada del sistema de distribución. En sistemas con tratamiento de purificación no hay razón para tolerar la presencia de organismos conformes. Si estos se encuentran presentes en alguna ocasión, deberá revisarse la eficacia del proceso de purificación. En sistemas no desinfectados no debe hallarse presente el *Escherichia Coli*. La presencia de tres (3) organismos coliformes por 100 ml puede ser tolerada en muestras ocasionales, siempre que haya habido un muestreo periódico. Cifras mayores a tres (3) indican la necesidad de aplicar desinfección permanente.

2. Agua en el sistema de distribución. Reconociendo que una vez que el agua se halla en la red de distribución puede contaminarse por agentes externos ajenos al sistema de captación, al almacenamiento o a los sistemas de purificación, se aplica otro criterio para el agua contenida en la red de distribución el cual se expone a continuación:

3. El 95% de las muestras examinadas durante el año no deben contener organismos coliformes por 100 ml.

4. Ninguna muestra debe contener *Escherichia coli* en 100 ml.

5. Ninguna muestra debe contener más de 10 organismos coliformes por 100 ml.

6. No se deben detectar organismos coliformes en 100 ml en dos muestras en forma consecutiva. ^[10]

2.7.2.2 Propiedades Físicas ^[10]

Tabla 2.5 Gasto de Incendio Requerido

Características	Nivel deseable más alto	Nivel permisible máximo
Color	5 unidades *	50 unidades *
Olor	Inobjetable	Inobjetable
Sabor	Inobjetable	Inobjetable
Turbidez	5 unidades **	25 unidades **

Fuente: Acueductos y Cloacas^[10]

* Escala platino-cobalto

** Unidades de turbidez

2.8 INVESTIGACIONES EN SITIO Y ESTUDIOS PRELIMINARES.

Cuando se ha de diseñar un sistema de Abastecimiento de agua, es necesario proceder con una investigación, en sitio, de todas las condiciones que puedan significar aporte de datos para un diseño equilibrado, 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:

- a) Estudios demográficos
- b) Estudios Topográficos
- c) Estudios Sanitarios de la hoya y calidad del agua
- d) Estudios hidrológicos
- e) Estudios geológicos
- f) Estudios misceláneos
- g) Estudios de obras existentes

Estos apartados o estudios de campo pudiesen ser obtenidos mediante investigaciones previas en el lugar de asiento de las autoridades nacionales competentes; los aforos de cursos de aguas de cierta magnitud, en el servicio de hidrología del Instituto Nacional de Obras Sanitarias o en los otros organismos gubernamentales competentes; número de habitantes del lugar en tiempos pasados, temperatura, humedad, lluvias, etc., en la Oficina Central de Estadística e Información (OCEI); planos aerofotográficos restituidos o simples mosaicos, en la Dirección de Cartografía Nacional; geología de la zona, en la Dirección Técnica de Geología del Ministerio de Minas e Hidrocarburos; vías de comunicación existentes, en construcción o planeadas, en la Dirección de vías de comunicación, en el Ministerio de Transporte y Comunicaciones. ^[5]

Se recomienda inicialmente presentar el informe de investigación preliminar como lo dicen las "Normas para el diseño de Abastecimiento de Agua" (INOS, 1965.p.5).

a) Estudios Demográficos: Estos estudios son los que mas criterio y experiencia necesitan para su elaboración. Inicialmente se necesitaría desarrollar en el plano demográfico una extrapolación con criterio de los futuros desarrollos para un periodo de diseño dado, tomando en cuenta la necesidad de conocer el sitio, tendencias económicas, topográficas, polos de atracción a fin de tener un mejor criterio de selección. Posteriormente se procederá según el caso: ^[5]

- Población pequeña o urbanización: se llenará la Tabla que se muestra a continuación, donde se enumeran las parcelas y se les coloca su área, uso específico y características para cada zona; ya que esas características definirán las dotaciones de agua necesarias y podrían definir las presiones residuales de servicio.

Tabla 2.6 Método de las Densidades

Resumen del estudio demográfico (INOS, 1965)*				
Zona: A				
Parcela N°	Area M ²	Uso específico	Características	Dotación
1	750	Unifamiliar		
2	750	Unifamiliar	K	
3	750	Unifamiliar		
4	1800	Bifamiliar	2 pisos	
5	6375	Estadium	100 espectadores	
6	8725	Bomba de gasolina	1 lavado no automático para 10 unidades diarias. 3 Surtidores, Estacionamiento 10000 m ² Oficinas 150 m ² , Restaurant 300m ²	
7	1200	MARNR	Oficinas 329m ²	
8	2100	Bomberos		

*Valores presentados para mostrar su uso.

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

- Para poblaciones grandes o ciudades: se pudieran aplicar dos métodos:
 - a. Método de las densidades (Tabla 2.6): Es el mas adecuado siempre y cuando se tenga un plano de zonificación (Plan Rector. MINDUR).
 - b. Si no se tiene Plan Rector, se podría calcular una demanda promedio actual (litros/pers./día), que se obtiene de dividir la cantidad promedio diaria de agua que entra al sistema con la población a suplir, ésta multiplicada por la población de diseño nos daría la demanda de Diseño.
 - c. Utilizando la siguiente tabla elaborada por el INOS.

Tabla 2.7 Tabla de Consumo

Tabla de Consumo para elaborar proyectos de abastecimiento de agua (Trabajo elaborado por la dirección general de proyectos del INOS)						
1	2	3	4	5	6	7
Densidad B. (Hab/Ha.)	Dotación (L/Hab/D)	Total (M ³ /Ha/D) (1)*(2)	Zonificación (Tipo)	Cons. Hum. (L/S/Ha) (3)	Riego (L/S/Ha)	Q. Totu (L/S/H (5)+(6)
800	160	128.0	R9	1,48	0,16	1,64
750	160	120.0	R9	1,39	0,16	1,55
700	160	112.0	R9	1,30	0,16	1,46
650	160	104.0	R9	1,20	0,16	1,36
600	160	96.0	R9	1,11	0,16	1,27
550	160	88.0	R8A	1,02	0,08	1,10
500	160	80.0	R8A	0,93	0,08	1,01
450	160	72.0	R8A	0,83	0,08	0,91
400	160	64.0	R8	0,74	0,17	0,91
350	160	56.0	R8	0,65	0,17	0,82
300	160	48.0	R7	0,56	0,17	0,73
250	160	40.0	R5	0,46	0,13	0,59
200	160	32.0	R5	0,37	0,13	0,50
180	160	28.0	R5	0,33	0,13	0,46
150	160	24.0	R5	0,28	0,13	0,41
120	180	21.6	R4	0,25	0,14	0,39
100	180	18.0	R3	0,21	0,14	0,35
90	180	16.2	R3	0,19	0,14	0,33
80	180	14.4	R3	0,17	0,14	0,31
70	180	12.6	R3	0,15	0,14	0,29
60	200	12.0	R3	0,14	0,14	0,26
50	200	10.0	R3	0,12	0,14	0,26
40	200	8.0	R2	0,09	0,14	0,23
30	200	6.0	R1	0,07	0,14	0,21
20	200	4.0	R1	0,05	0,14	0,19

USOS ESPECÍFICOS	COEFICIENTE DE DISEÑO (LPS/HAS)
INDUSTRIAL	0,60/0,80/1,00
COMERCIO LOCAL	0,15
ASISTENCIAL	0,70
EDUCACIONAL	0,73
DEPORTIVO INTERIOR	0,18
DEPORTIVO EXTERIOR	0,02
ADMINISTRATIVO	0,40
BALNEARIOS	0,25
PLAYAS	0,18
PARQUES	0,03
JARDINES	0,23
CEMENTERIOS	0,10
ZONAS FERROVIARIAS	0,10
CUARTELES	1,50
PUERTOS	0,58

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

b) Estudios Topográficos: Una vez reconocida el área perimetral de la población de diseño y preseleccionadas las fuentes de abastecimiento probables, sitios convenientes para tanques de almacenamiento, planta de tratamiento (caso de requerirse) y lugar para la descarga de las aguas negras, se procederá a efectuar 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 aeropuerto; etc.

c) Estudios Sanitarios: Debe llevarse a cabo un reconocimiento sanitario del lugar, este reconocimiento comprende: tipo de disposición de excretas, sistemas de aguas cloacales, localizando las aldeas ribereñas con su número de habitantes. Si las aguas cloacales 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.

Adicionalmente, datos sobre las enfermedades más comúnmente reportadas, principalmente aquellas de origen hídrico: tifoidea, paratifoidea, disentería bacilar y amibiana, diarreas, bilharziosis, hepatitis viral y poliomielitis. Si han ocurrido o no epidemias de algunas de ellas. Por último, deben captarse muestras para analizar sus condiciones bacteriológicas (microbiológicas) y fisicoquímicas, incluidos parámetros tales como: demanda química y bioquímica de oxígeno, sólidos volátiles suspendidos o no, etc.; y para correr pruebas de jarro y otras que puedan mostrar inicialmente sobre la magnitud de tratamientos, tanto de potabilización de las aguas, como los de estabilización de las aguas residuales.

d) 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 gastos mínimo en las épocas de sequías; oxígeno disuelto; constante de reaireación y desoxigenación. Esto, unido a las informaciones de los lugareños, mostrarán la posibilidad de ser suficiente para las demandas de consumo, o capaces de soportar las demandas bioquímicas de oxígeno de las aguas usadas. Si puede o no ser regulado para satisfacer los requerimientos de consumo. En este

último caso, podría ser necesario adicionar un levantamiento topográfico del posible vaso de agua del embalse y del sitio mismo donde ha de colocarse la presa. ^[5]

e) Estudios Geológicos: Estos estudios comprenderán básicamente: prueba para fundaciones de estructuras pesadas: diques, plantas de tratamiento, tanques de almacenamiento. Geología de la cuenca de embalses. Situación y clase 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.

f) Estudios Misceláneos: Estos comprenden la recolección de datos complementarios a los ya obtenidos en la investigación 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 su influencia sobre la población futura.
- Estadísticas vitales: Índice de mortalidad y nacimientos.
- Condiciones de transporte y costo de la vida: Estos datos serán de gran utilidad en la elaboración posterior de presupuestos y planes de ejecución de las obras.

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

Deberán determinarse mediante sondeos las profundidades, diámetros, tipo y condiciones actuales de las tuberías y colectores. Definir mediante mediciones las características de las obras de toma, 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 qué 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. ^[5]

2.9 FLUJO EN TUBERÍAS

El término flujo en tuberías se aplica al flujo en una tubería circular, cerrado, lleno por completo con fluido. Para conductos cerrados que no sean circulares, se obtienen resultados razonablemente buenos en el intervalo turbulento con fórmulas normalizadas para flujo por tuberías, si el diámetro se reemplaza por cuatro veces el radio hidráulico. ^[3]

De acuerdo a los regímenes de flujo de fluidos en tuberías, estos se clasifican en Flujo Laminar y Flujo Turbulento.

- Flujo Laminar: Este tipo de flujo se define como el flujo en el cual el fluido se mueve capas o láminas que se deslizan suavemente una sobre otra adyacente, únicamente con intercambio molecular de momentum. Cualquier tendencia a la inestabilidad y turbulencia son atenuadas por las fuerzas cortantes viscosas que resisten el movimiento relativo de capas fluidas adyacentes.

- Flujo Turbulento: Las partículas fluidas tienen un movimiento muy errático, con un intercambio de momentum transversal violento.

-

La naturaleza del flujo, es decir, si es laminar o turbulento y su posición relativa en una escala que muestra la importancia relativa de las tendencias turbulentas a laminares están indicadas por el número de Reynolds. ^[11]

El **Número de Reynolds** es un parámetro adimensional y se trata de la razón de las fuerzas de inercia a las fuerzas de viscosidad y se expresa: ^[3]

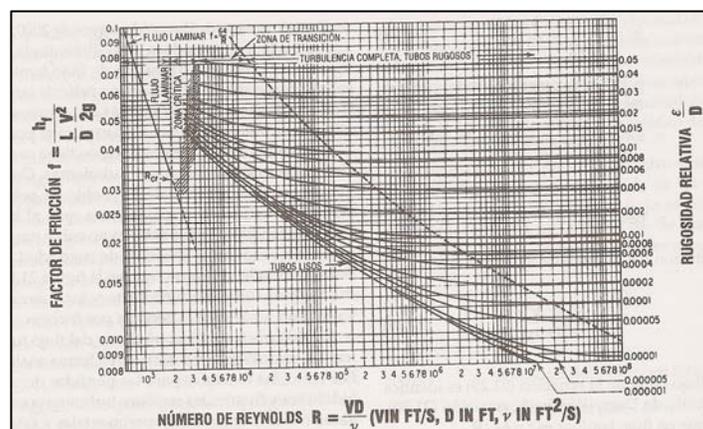
$$R = \frac{VD\rho}{\mu} = \frac{VD}{\nu} \quad \text{Ec. (2.1)}$$

donde:

$$\begin{aligned} V &= \text{Velocidad del fluido} & D &= \text{Diámetro del tubo} \\ p &= \text{Peso Específico/gravedad} & \mu &= \text{Viscosidad del fluido} \\ \nu &= \mu / p = \text{Viscosidad cinemática} \end{aligned}$$

Para un número de Reynolds menor de 2000, el fluido es laminar en los tubos circulares. Cuando es mayor de 2000, el flujo laminar es inestable; es probable que se amplifique cualquier perturbación y que el flujo se vuelva turbulento. ^[3]

Tabla 2.8 Número de Reynolds



2.9.1 Velocidad de Flujo Recomendada en Tuberías.

Los factores más importantes que afectan la elección de una velocidad satisfactoria en los sistemas de fluidos son el tipo de flujo, la longitud del sistema de fluido, el tipo de conducto o de tubo, la caída presión que se puede tolerar, los dispositivos (como bombas, válvulas, etc), que se pueden conectar a la temperatura, la presión y el ruido. La velocidad de flujo aumenta a medida que disminuye el área de la trayectoria de flujo. Por consiguiente, los tubos mas pequeños producirán altas velocidades, y al contrario los tubos mas grandes producirán bajas velocidades. ^[6]

2.9.2 Ecuaciones de Flujo

El flujo de los fluidos en las tuberías está siempre acompañado de rozamiento de las partículas entre sí y, consecuentemente, por la pérdida de energía disponible, en otras palabras existe pérdida de presión en el sentido del flujo. Este principio da lugar a las ecuaciones de flujo, las cuales se detallan a continuación. ^[9]

2.9.2.1 Ecuación de Darcy – Weisbach

El flujo de los fluidos en tuberías está siempre acompañado de rozamiento de las partículas del fluido entre sí y, consecuentemente, por la pérdida de presión en el sentido del flujo. La irreversibilidad del flujo se expresa en función de la pérdida de carga, o caída de presión a lo largo del mismo. Por medio de experimentos en flujos en tuberías se encontró las siguientes características de la pérdida de carga:

1. Es directamente proporcional al cuadrado de la velocidad.
2. Es directamente proporcional a la longitud de la tubería.
3. Varía casi inversamente proporcional al diámetro.
4. Depende de la rugosidad de la superficie de las paredes interiores del tubo.
5. Depende de la densidad y la viscosidad del fluido.

Basándose en lo anteriormente planteado se propuso la ecuación para determinar las pérdidas de carga, conocidas como ecuación de Darcy - Weisbach que se muestra a continuación: ^[9]

$$h_l = f * (L * V^2) / 2g * D \quad (9) \quad \text{Ec. (2.2)}$$

donde:

h_l : Pérdida de carga en metros	L : Longitud
V : Velocidad media	f : Coeficiente de fricción
D : Diámetro interno	g : Gravedad

2.9.2.2 Ecuación de Chezy

Esta ecuación es válida para pérdidas de carga en conductos y da resultados razonablemente buenos para números de Reynolds altos.

$$V = C\sqrt{RS} \quad \text{Ec (2.3)}$$

donde:

V = Velocidad	C = Coeficiente (Depende de la Rugosidad)
R = Radio Hidráulico	S = Pérdida de Carga Hidráulica

El radio hidráulico de un conducto, es el área transversal del fluido dentro del mismo, dividida entre el perímetro de la sección mojada. ^[3]

2.9.2.3 Ecuación de Manning

Mediante experimentos Manning llegó a la conclusión de que la C en la ecuación de Chezy debería variar como $R^{1/6}$.

$$C = \frac{1.486.R^{\frac{1}{6}}}{n}$$

en donde n = coeficiente, que depende de la rugosidad. Al sustituir se tiene que:

$$V = \frac{1.486}{n} R^{\frac{2}{3}} . S^{\frac{1}{2}}$$

Al sustituir $D/4$, donde D es el diámetro del tubo para el radio hidráulico del tubo, se obtienen las siguientes ecuaciones para flujo a tubo lleno.

$$V = \frac{0.590}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = \frac{0.463}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$h_f = 4.66n^2 \frac{LQ^2}{D^{\frac{16}{3}}}$$

$$D = \left(\frac{2.159Qn}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad \text{Ec (2.4)}$$

donde $Q =$ gasto en ft^3/seg . [3]

2.9.2.4 Ecuación de Hazen – Williams

Una de las ecuaciones empíricas más utilizadas es la de Hazen – Williams, la cual en el sistema MKS es:

$$Q = V * A = 0,859 (C*A*R^{0,63} S^{0,54}) \quad \text{Ec. (2.5)}$$

Donde C es el coeficiente Hazen – Williams, A es el área transversal del conducto, R es el radio hidráulico y S es la pendiente de la línea de energía. Si se transforma esta ecuación para representarla en términos de la pérdida de carga: [9]

$$h_f = \frac{6,82 L * V^{1,852}}{C^{1,852} * D^{1,166}} \quad \text{Ec. (2.6)}$$

El uso de la fórmula de Hazen – Williams a los casos planteados anteriormente se puede realizar evitándose el proceso iterativo del factor f , sin embargo, el uso de la fórmula de Hazen–Williams es más representativo que la de Darcy – Weisbach,

únicamente para tuberías nuevas que tienen un C variando entre 100 y 160 y con diámetros mayores o iguales a 5 cm. ^[9]

2.10 GOLPE DE ARIETE

Es un cambio en la presión, por arriba o por debajo de la presión normal, ocasionando por una variación en el gasto de un tubo. Cada vez que cambia el gasto, ya sea que aumente o disminuya, se produce un golpe de ariete. Pero los esfuerzos no son críticos en tubos de diámetro pequeño con flujo a baja velocidad.

El agua que fluye en un tubo tiene una cantidad de movimiento igual a la masa del agua multiplicada por la velocidad. Cuando se cierra una válvula, esta cantidad de movimiento se reduce a cero. Este cambio causa un aumento en la presión que empieza en la válvula y se trasmite a lo largo del tubo.

La presión en la válvula aumentará hasta que sea lo bastante alta para vencer la cantidad de movimiento del agua y hacer que esta se detenga. Este aumento de presión recorre toda la longitud del tubo hasta llegar al depósito. ^[7]

En el instante en que la onda de presión llega al depósito, el agua que hay dentro del tubo esta móvil, pero a una presión mucho mas alta que la normal. Después, la presión diferencial entre el tubo y el depósito ocasiona que el agua del tubo retorne al depósito. Conforme al agua fluye hacia el depósito, la presión dentro del tubo cae.

En el instante en que la presión en la válvula llega a lo normal, el agua ha alcanzado una cantidad de movimiento considerable en el tubo. Cuando el agua fluye desde la válvula cerrada, cae la presión en la válvula hasta que la presión diferencial vuelve a hacer que se detenga el agua. Esta caída de presión empieza en la válvula continúa por el tubo hasta llegar al depósito.

La presión en el tubo es ahora inferior a la normal, por lo cual el agua del depósito se precipitará hasta el tubo; este ciclo se repite una y otra vez hasta que la fricción amortigua estas oscilaciones. Debido a la alta velocidad de las ondas de presión, cada ciclo puede tomar solo una fracción de segundo.^[7]

2.11 DISEÑO

2.11.1 Periodo de Diseño

Dependen de diversos factores tales como: durabilidad o vida útil de las instalaciones, facilidades de construcción y posibilidades de ampliación o sustituciones, tendencia del crecimiento poblacional, posibilidad de financiamiento y tasas de interés entre otros; sin embargo, las "Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua" (INOS, 1965) recomiendan:

- Estaciones de Bombeo: Para 10 ó 15 años de vida y con capacidad para los posibles incrementos de la población futura.
- Pozos: 15 años.
- Plantas de Tratamiento: 20 a 30 años (sin considerar sus posibles extensiones por duplicaciones).
- Diques, Embalses: 40 a 50 años.
- Líneas de tuberías de $\leq 12"$: 20 a 25 años. Si la magnitud de la obra la justifica, estos periodos pueden hacerse mayores.
- Tuberías de servicio local: para aceptar su pleno desarrollo en densidad (generalmente 20 años).
- Líneas de aducciones grandes: 40 años.
- Estanques de concreto 30-40 años y metálicos 20-30 años.

Las extensiones futuras deben ser previstas para efecto de su incorporación. Por supuesto que los aspectos prácticos, económicos y operativos pueden hacer modificar esos tiempos antes mencionados. ^[5]

2.11.2 Población de Diseño

Es necesario estimar una población futura para un periodo económico de diseño fijado. Existen varios métodos para estimar esas poblaciones, pero es de aclarar que la selección de la metodología más adecuada requiere de diversos criterios y conocimiento del lugar, tales como: densidad de saturación, tendencias económicas, polos de desarrollos, etc.; es decir, el buen juicio y conocimiento del lugar aporta un gran peso a la hora de estimar la población de diseño. ^[5]

2.11.2.1 Métodos de Estimación de la Población de Diseño

2.11.2.1.1 Método de Comparación Gráfica

Consiste en hacer una comparación de manera gráfica de la población en estudio y de otras 3 poblaciones del país con determinadas características. El método supone que la población en cuestión tendrá una tendencia de crecimiento similar al promedio del crecimiento de las otras tres, después de que se haya sobrepasado el límite de la población base (último censo de la población estudiada).

Se trabaja entonces con poblaciones de las siguientes características:

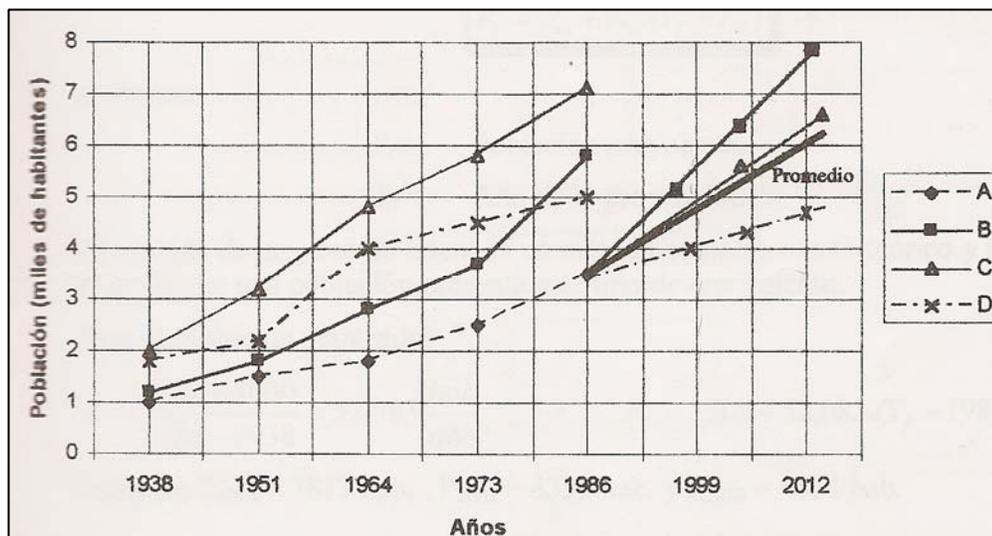
- Población A: Ciudad estudiada.
- Población B: Ciudad de la misma región, similar en desarrollo, clima y tamaño.
- Población C: Ciudad de la misma región, similar en desarrollo y clima pero de un número relativamente mayor de habitantes que la población A.

- Población D: Ciudad de otra región del país pero de mayor población que la población A. No se deben tomar en cuenta ciudades que, por sus características especiales, no sean representativas del crecimiento de la región en donde se encuentra la población A.

El procedimiento es el siguiente:

- Se desplazan paralelamente, hasta el último censo de población A, cada una de las curvas de crecimiento de las poblaciones B, C y D que sobrepasen la población base.
- De ser necesario, se prolonga hasta el año correspondiente al periodo de diseño la última tendencia de crecimiento de las poblaciones B, C y D.
- Se adopta como población de la ciudad A, el promedio de los valores de población de las 3 curvas desplazadas y prolongadas, para cada uno de los años de interés.

Figura 2.1 Gráfica de comparación de crecimiento entre varias ciudades



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

2.11.2.1.2 Crecimiento Lineal

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

$$\frac{dP}{dT} = K_a \quad dP = K_a \cdot dT$$

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

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

en donde:

K_a = Pendiente de la recta P_{uc} = Población de último censo

T_{uc} = Año del ultimo censo P_{ci} = Población del censo inicial

T_{ci} = Año del censo inicial

Podrá tomarse un valor de K_a promedio entre los censos o un K_a entre el primer censo y el último censo disponible. Por lo tanto la ecuación de población será:

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

en donde:

P_f = Población proyectada T_f = Año de la proyección

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.

2.11.2.1.3 Crecimiento Geométrico

El crecimiento será geométrico si el aumento de población es proporcional al tamaño de esta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el de interés

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

compuesto, el cual se expresa así:

despejando

$$r = \left[\left(\frac{P_f}{P_{uc}} \right)^{\frac{1}{T_f - T_{uc}}} - 1 \right] \quad \text{Ec. (2.9)}$$

donde r = tasa de crecimiento anual.

2.11.2.1.4 Crecimiento logarítmico

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

$$\frac{dP}{dT} = K_g \cdot P \quad \Rightarrow \quad \frac{dP}{P} = K_g \cdot dT$$

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

$$\text{Ln}P_2 - \text{Ln}P_1 = K_g \cdot (T_2 - T_1)$$

$$K_g = \frac{\text{Ln}P_{cp} - \text{Ln}P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

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 .

Haciendo una integración abierta de la ecuación $\frac{dP}{P} = K_g \cdot dT$

$$\text{Ln}P + C = \overline{K_g} \cdot T \quad \text{para } T = 0 \quad P = P_{ci}$$

$$C = -Ln.P_{ci}$$

Reemplazando el valor promedio de K_g obtenido y C en la ecuación anterior:

$$LnP_f = LnP_{ci} + \overline{K_g} \cdot (T_f - T_{ci}) \quad \text{Ec. (2.10)}$$

2.11.2.1.5 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.

1. Línea recta (regresión lineal): $y = a + bx$ Ec. (2.11)

2. Curva exponencial ($a > 0$): $y = ae^{bx}$ Ec. (2.12)

3. Curva logarítmica: $y = a + b \ln(x)$ Ec. (2.13)

4. Curva potencial ($a > 0$): $y = ax^b$ Ec. (2.14)

En las ecuaciones anteriores el término y corresponde a la población, el término x corresponde al tiempo en años. ^[5]

2.11.3 Caudal de Diseño de Agua Potable

2.11.3.1 Consumo Medio

Es el promedio de los consumos diarios durante un año de registros, expresándolo en Lts/seg. ^[8]

2.11.3.2 Gasto Máximo Diario

Es el día máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días de un año. Es la relación del consumo medio y una constante que está comprendido

entre 1.20 a 1.60 de acuerdo con las investigaciones realizadas al respecto, en este caso se considera trabajar con un valor de k_1 igual a 1,25. ^[8]

$$Q_{MD} = k_1 * Q_m \quad \text{Ec. (2.15)}$$

2.11.3.3 Gasto Máximo Horario

Es la hora de máximo consumo del día de máximo consumo. Depende de las horas de máximo consumo, y el consumo máximo horario debe suponerse como 200 por 100 del consumo diario del promedio anual. ^[8]

$$Q_{MH} = k_2 * Q_m \quad \text{Ec. (2.16)}$$

Donde:

Q_m = Consumo medio

$k_2 = 2,5$

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación empleada en el presente proyecto de investigación es del tipo documental y de campo.

De tipo documental debido a que se caracterizaran cada uno de los factores que intervienen en una red de distribución de agua potable, y de campo ya que la investigación se realizará en los sectores Sierra Maestra y Colinas del Frío de Puerto La Cruz.

Combinados estos dos tipos de investigación con ciertos criterios de clasificación sirve para ordenar, agrupar o sistematizar todas las variantes involucradas en el proyecto.

3.2 TÉCNICAS A UTILIZAR

Entre las técnicas a utilizar en la presente investigación se encuentran:

- Análisis Estadísticos
- Programa de cálculo de IP3-Acueductos.
- Censo Poblacional año 2005
- Encuestas

3.3 ETAPAS DE LA INVESTIGACIÓN

El proyecto se desarrollará siguiendo las siguientes etapas:

✦ **Etapas I: Recopilación y análisis de información.** Esta etapa se llevará a cabo de la siguiente manera:

- Revisión bibliográfica: Se llevará a cabo mediante la revisión de libros e investigaciones en Internet.
- Visita a diferentes institutos:
 - _ UDO – Sala de Lectura. Ing Civil.
 - _ MARN: Ministerio del Ambiente y de Los Recursos Naturales Renovables. Barcelona – Edo. Anzoátegui

✦ **Etapas II: Trabajo de campo**

- Cuantificar la población existente
- Realizar el levantamiento topográfico de la zona
- Conocer la red de distribución existente.
- Tomar las presiones y caudales de dicha red.

✦ **Etapas III: Trabajo de Oficina.**

- Digitalizar los datos topográficos en ambiente autocad.
- Realizar los correspondientes perfiles longitudinales.

✦ **Etapas IV: Formulación de la solución del problema.**

En la realización de esta etapa se formulará la solución más factible, económica y viable del problema planteado, tomando en cuenta la topografía del terreno y los aportes que ofrece el programa IP-3 acueductos.

➤ **Etapa V: Redacción de la tesis.**

En esta etapa se digitalizarán bajo ambiente office (Excel, Word, Power Point), todos los datos y resultados obtenidos durante la ejecución del presente proyecto, teniendo en cuenta lo planteado en las etapas anteriores.

CAPÍTULO 4

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS SECTORES SIERRA MAESTRA Y COLINAS DEL FRÍO. MUNICIPIO SOTILLO, ESTADO ANZOÁTEGUI

4.1 POBLACIÓN

Puerto La Cruz, es una ciudad del estado Anzoátegui que ha venido incrementando su población con el paso de los años.

Debido a la deficiencia en cuanto a espacio físico se refiere las personas se han visto en la necesidad de poblar las zonas de la parte alta de los sectores que se encuentran consolidados como lo son Sierra Maestra y Colinas del Frío pese a las condiciones reinantes en cuanto a servicios públicos se refiere.

4.2 SISTEMA EXISTENTE

4.2.1 Sectores Sierra Maestra y Colinas del Frío

El área objeto de estudio se encuentra ubicada en la Municipalidad de Puerto La Cruz y comprende aproximadamente 45,15 Ha.

La localidad está conformada por viviendas unifamiliares y multifamiliares, las cuales han sido construidas con una escasa planificación urbana principalmente en los sistemas de abastecimiento de agua potable.



Fig 4.1 Sector Sierra Maestra



Fig 4.1 Sector Colinas del Frío. Parte Alta

4.2.1.1 Sistema de Abastecimiento

Es importante realizar un resumen de la forma en cómo llega el agua potable a la zona objeto de estudio, el cual se explica a continuación:

Los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra de Puerto La Cruz poseen como única fuente de abastecimiento una red de tuberías de aguas blancas de 6” y 8” (pulgadas) respectivamente; actualmente esta red se encuentra colapsada debido a que no cumplen con su función primordial: Suministrar del vital líquido a los sectores afectados.

Cabe destacar que los sectores objeto de estudio se encuentran “unidos” literalmente, ya que no existe una barrera física natural o superficial que separe a ambos sectores, razón por lo cual la red de distribución de agua potable es común y está conformada por un total de 33 calles que representan en dicha red de distribución los tramos de la misma. Cada esquina de una calle representa un nodo y mediante la unión de estos se obtiene la red de acueducto. Esta red consta de 138 tramos y tiene una longitud total de 14.917 mts. (Ver Anexo B)

La alimentación de esta red de distribución es por medio de una tubería matriz, la cual está identificada como una Lot Joing de 34 pulgadas (863,60 mm).

La captación del agua se hace directamente desde la planta de tratamiento de El Rincón ubicada en el sector Curaguaro-El Rincón de Puerto La Cruz y abastece del líquido a Barcelona, Lechería, Puerto La Cruz y Guanta; en la cual está conectada directamente la tubería matriz que surte entre otros a los sectores objeto de estudio.

Mediante la utilización del programa de cálculo IP3-Acueductos 1.0, se efectuará una evaluación de la red de distribución existente en estos sectores (Ver Anexo A) y

así determinar si esta cumple o no con las especificaciones técnicas para abastecer de tan vital líquido a los sectores objeto de estudio.

CAPÍTULO 5

SOFTWARE IP-3 ACUEDUCTOS

5.1 PROGRAMA DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE REDES ACUEDUCTOS

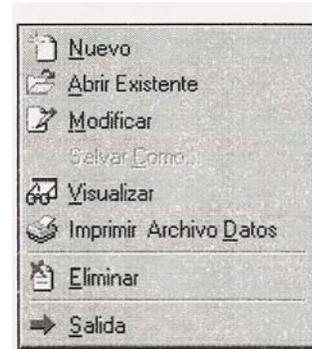
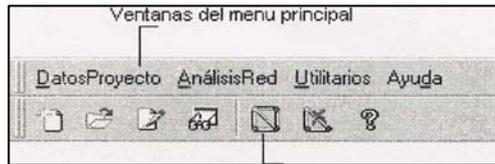
En este programa se encuentran novedosas características en el manejo del programa tales como la fácil entrada de datos, visualización de los resultados y amplios reportes que solo son posibles en el ambiente Windows. Con solo pulsar la tecla F1 en cualquier ventana, se puede ver la ayuda correspondiente a la ventana activa en ese momento. Si desea ver la ayuda sobre algún tópico diferente, tiene que buscar en el índice de la ayuda.

5.2 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS DEL SISTEMA

- Se requiere como mínimo una PC con procesador Pentium 750 superior. Versión de Windows 950 superior.
- 8 MB de memoria RAM.
- Disco duro con espacio disponible de 30 MB.
- Monitor y tarjeta de video VGA 0 superior.

5.3 MENÚ PRINCIPAL

En la parte superior aparecen los títulos de las ventanas del programa que se invocan al ser marcados con el ratón y en la parte inferior aparece los botones de acceso directo para las funciones mas comunes del programa.



Botones de acceso directo

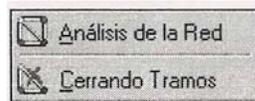
5.4 DATOS DEL PROYECTO

- Nuevo: Se crea un nuevo proyecto (archivo de datos).
- Abrir Existente: Se abre un archivo de datos existente.
- Modificar: Opción de modificar el archivo de datos de un proyecto. Salvar Como: Se salva un archivo de datos existente con otro nombre. Visualizar: Se visualizan los datos sin salvar las modificaciones.
- Imprimir Archivo Datos: Se imprime datos de un proyecto existente.
- Eliminar: Se elimina un archivo de datos de un proyecto existente.
- Salida: Fin del Programa

5.5 ANÁLISIS DE LA RED

- Análisis de la Red: Análisis de la red de acueductos de un proyecto.
- Cerrando Tramos: Análisis de la red de acueductos cerrando algunos tramos de tuberías y automáticamente se cierran las tuberías dependientes de estos.

Análisis Red

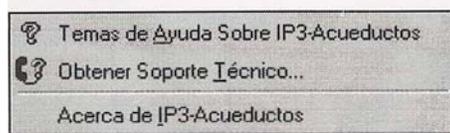


5.6 UTILITARIOS

- Imprime Hojas de Datos: Se imprimen los formatos de las tablas para que sea llenado por el proyectista para luego introducir los datos.

5.7 AYUDA

- Temas de Ayuda Sobre IP3-Acueductos: Se invoca la presente ayuda del programa.
- Obteniendo Soporte Técnico: Se da la información inicial de como y donde conseguir el soporte del presente programa.
- Acerca de IP3-Acueductos: Información sobre la programación y versiones del presente programa.



5.8 CREANDO UN PROYECTO

Para crear un nuevo proyecto (archivo de datos) pulse en la ventana Datos Proyectos del menú principal o pulse el botón de acceso directo de nuevo archivo de datos.

5.9 DATOS GENERALES DEL PROYECTO

En esta pantalla se entran los datos generales del proyecto:

- Nombre del Proyecto
- Ubicación
- Calculista
- Fecha de inicio
- Comentario

5.10 CONSIDERACIONES GENERALES

Al efectuar el diseño de una red de acueductos, lo primero que se debe definir es, la demanda o consumo de agua previsto y donde está la fuente de abastecimiento y su capacidad para satisfacer esta demanda. Generalmente se dispone de los planos de la población o urbanismo, con la zonificación correspondiente, con los que se puede estimar la demanda requerida.

Esta estimación se puede efectuar en dos casos:

- a) Una población: En este caso, según la zona, los consumos han sido tipificados por Hidroven, tomando el consumo por día por persona, se estima la demanda media.
- b) Un urbanismo: En este caso, se debe conocer la zonificación de cada parcela, lo cual permite el cálculo de la demanda, según el tamaño y tipo de uso. Este es el caso mas frecuente.

5.11 DATOS GENERALES PARA EL CÁLCULO

5.11.1 Datos de Consumo Medio

El consumo medio se origina en los tramos, si se trata de una población, utilizando el consumo típico por persona por día, transformado a l/s o un urbanismo, según la zonificación y el uso de cada parcela.

Debido a que los métodos de cálculo suponen que la demanda se origina en los nodos, muchas veces se dispone de esa información ya transformada en consumo en los nodos. Sobre todo cuando se esta evaluando una red existente, por esta razón el programa admite que los datos sean entrados de las dos formas, pero cuando se trata de nuevos desarrollos, los datos se preparan y entran por tramos debido a que es mas real, directo y cómodo.

En el programa el consumo medio se introduce:

- Por Tramos: La demanda de consumo se introduce por cada tramo y posteriormente se transforma en consumo de los nodos.
- Por Nodos: La demanda se entra por nodo (Debido a que los métodos de cálculo suponen que la demanda se origina en los nodos, muchas veces se dispone de esa información ya transformada en consumo en los nodos).
- Unidades del Diámetro: Antiguamente para el diámetro de los tubos se utilizaban medidas inglesas es decir pulgadas. Aunque actualmente la mayoría de los organismos oficiales, exigen la presentación de los cálculos en sistema métrico, (metros o milímetros) muchos proyectistas, mantienen la costumbre de expresarlo en pulgadas, por esta razón se presentan tres (3) opciones: Metros, milímetros y/o pulgadas.

5.11.2 Dotación

Es la cantidad de agua que se debe suministrar a un usuario para satisfacer sus necesidades en un periodo de tiempo determinado.

5.12.3 Coeficiente Hazen-Williams:

Se presentan los coeficientes para los materiales más utilizados:

Tipo de Tubería	C
Hierro Fundido	100
Concreto	110
Acero	120
Asbesto - Cemento	120
PVC	140

5.11.4 Pérdidas Especiales

Se asume por defecto el 5% de la longitud de la tubería pero se debe evaluar en cada caso la presencia de válvulas, reducciones, codos, etc. Y su longitud equivalente.

- Tomase un % de la Longitud de Entrada.
- La Longitud de entrada es la Longitud de Calculo.

5.11.5 Casos de Demanda

Los casos de demanda pueden ser muy variados, sin embargo por defecto se suponen tres casos de demanda.

1. Consumo Medio: se calcula usando las tablas de dotaciones del MSAS.
2. Consumo Máximo Horario: Este es el consumo medio multiplicado por un factor k_2 que varia entre 200% y 300%. Para la escogencia de este factor por ejemplo según las normas INOS se toma 250% para poblaciones mayores de 100.000 habitantes. $k_2 = 275 - 0.75X$ donde X es el número de habitantes dividido por 1.000. Sin embargo hay otras normas que sugieren que este factor sea siempre superior a 250%. El programa asume por defecto un factor de 250% (2.50 Q_{medio}).
3. Incendio: Las normas INOS contemplan una dotación de incendio calculado tomando en cuenta que el incendio tiene una duración de 4 horas y se considera que la demanda de la red es de 180% de la demanda media, mas el incendio en el hidrante o nodo mas desfavorable.

El programa toma por defecto 180% demanda media y 16 l/seg en el nodo más desfavorable. El proyectista puede variar a su criterio los porcentajes en los diferentes casos.

Se han dado otros casos: En esta versión de ha tomado por defecto estos tres casos, dejando la posibilidad de modificar los factores por los que se multiplicará la demanda media y el gasto de incendio.

Sin embargo, según la complejidad de la red pueden presentarse otros casos en el

caso de tener sistemas mixtos de bombas y estanque los cuales pueden ser representados por el proyectista multiplicando la demanda media por un factor y fijando las condiciones de funcionamiento de las bombas y/o tanques.

5.12 DATOS DE LOS RAMALES

En esta pantalla se entra el número total de tramos y posteriormente se introducen:

- **Nodo de Inicio y Nodo Final:** Es el nombre alfanumérico de los nodos extremos de los ramales. Pueden estar en cualquier orden. Los resultados de caudal, velocidad, pérdidas, etc., serán positivos si el agua va del nodo inicial al nodo final y negativo si el sentido del agua es inverso. Cuando el sentido del agua es inverso al asumido inicialmente (de nodo inicial al nodo final) se muestra además del signo negativo, los resultados escritos en color rojo.
- **Longitud del Ramal:** Es la longitud en metros desde el nodo de inicio y el nodo final del ramal.
- **Diámetro:** Es el diámetro interno de la tubería expresado en metros, milímetros o pulgadas. Este diámetro, en caso de sistemas urbanos debe de ser de 100 mm (4") mínimo y en caso de servir a un hidrante, de 150 mm mínimo (6") según las normas INOS. En zonas de alta densidad se recomiendan diámetros mínimos de 8". En acueductos rurales se permiten diámetros de 75 mm (3") y en casos excepcionales de ramales de poca importancia hasta 50 mm (2")
- **Consumo:** Es la dotación por tramo sumando todas las parcelas tributarias.
- **Bomba de Aumento O Válvula Reductora de Presión:** Se introduce en un ramal específico en metros, una bomba de aumento O una válvula reductora de presión. Se aumenta O se disminuye la presión de los ramales que son dependientes de dicho ramal.

5.13 DATOS DE LOS NODOS

Se muestra los nombres de cada nodo con los siguientes datos.

- Consumo Medio: Es el consumo medio por nodos, si la opción fue introducir el consumo medio por ramal, entonces el consumo medio se calcula automáticamente, en caso contrario, hay que introducirlo por nodo.
- Cota del Terreno: Se entran las cotas de los nodos en metros.
- Cota de la Bomba o Estanque: Es la cota del nodo inicial donde se encuentra la bomba o el tanque que surte a la red.
- Caso de una Fuente: Todo sistema de abastecimiento de agua tiene al menos una fuente cuya presión de agua es conocida y es la que surte al resto del sistema. Generalmente, se conoce la cota del estanque desde donde se distribuye el agua al resto del sistema. Se debe entrar al menos una cota que por supuesto debe de ser superior al de la cota de terreno.
- Caso Varios Tanques: Se pueden tener tantos tanques como número de nodos menos 1, los cuales están representados en los cálculos con la cota del estanque.
- Caso Tanques y Bombas bombeando Contra la Red: El tanque o los tanques se representan por su cota y las bombas bombeando contra la red se pueden representar de dos maneras:
 - a) Caudal conocido: En este caso se entra el caudal como una demanda negativa. Al revisar los cálculos se debe verificar que la presión de la bomba este en los rangos de presión de su curva de funcionamiento
 - b) Carga Conocida: En este caso la bomba se entra como un estanque y se debe verificar que el caudal suministrado este en el rango de funcionamiento de la bomba.
- Caso Bombas Solamente: Al menos una bomba debe de ser representada por su carga y las demás pueden serlo por su carga o caudal en las mismas condiciones.
- Tubos conectados: Es el número de tubos que se conectan al nodo.
- Nombre de los Tubos Conectados: Nos da una descripción detallada de los

ramales que se conectan a dicho nodo.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE RED DE ACUEDUCTOS Proyecto: [Prueba RED]

Resultados de los Tramos Resultados de los Nodos

Tramo	NODO INICIO	NODO FINAL	LONG. REAL (m)	LONG. CÁLCULO (m)	DIÁMETRO (m)	HZ/WILLM C	QTRAM (lps)
1	A	B	120.00	126.00	0.250	100	145
2	B	C	110.00	115.50	0.250	100	65
3	C	D	110.00	115.50	0.250	100	95
4	D	E	110.00	115.50	0.250	100	55
5	E	B	110.00	115.50	0.250	100	65
6	F	D	110.00	115.50	0.250	100	95
7	F	G	110.00	115.50	0.250	100	40
8	G	H	110.00	115.50	0.250	100	30
9	H	I	110.00	115.50	0.250	100	-30
10	I	F	110.00	115.50	0.250	100	-40
11	H	J	110.00	115.50	0.250	100	45
12	J	K	110.00	115.50	0.250	100	15
13	K	L	110.00	115.50	0.250	100	5
14	L	M	110.00	115.50	0.250	100	5
15	M	J	110.00	115.50	0.250	100	-15

Qm = Consumo Medio
 QMax = 1.00 Qm
 QIncendio = 1.00 Qm + 16.00

5.14 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA RED

- Resultados de los Tramos: Se muestra los resultados del análisis de la red para los tramos.
- Nodo Inicial y Final: Es la numeración alfanumérica de la red.
- Longitud Real: Es la longitud en metros del ramal entre el nodo inicial y el nodo final.
- Longitud de Cálculo: Es la longitud real del ramal más las pérdidas especiales asumidas como longitud equivalente.
- Diámetro de la Tubería: Es el diámetro nominal (interno) en metros de los ramales.
- Coeficiente de Hazen- Williams: Es el coeficiente asumido para cada ramal.
- Qtramo: Es el caudal resultante del análisis en litros/segundo en los ramales (si es negativo se muestra de color rojo y significa que el caudal va en sentido contrario al asumido inicialmente).
- Velocidad en el Ramal: Es la velocidad media del flujo en metros/segundo en el

ramal. Velocidades mayores de 2 m/s se consideran altas y antieconómica. Tiene el mismo signo del caudal. Estas velocidades máximas están basadas en criterios de economía, ya que las pérdidas de carga aumentarían considerablemente, pero el no hay desgaste de la tubería. Por ello el proyectista según la disposición del terreno decidirá si permite velocidades mayores.

- Perdidas: Son las perdidas totales del ramal expresadas en metros calculadas con los coeficientes de Hazen-Williams.
- HF/I000: Representa la perdida por cada 1000 metros de tubería y es el valor que nos indica junto con la velocidad si el diámetro esta en rangos económicos.

5.15 RESULTADOS DE LOS NODOS

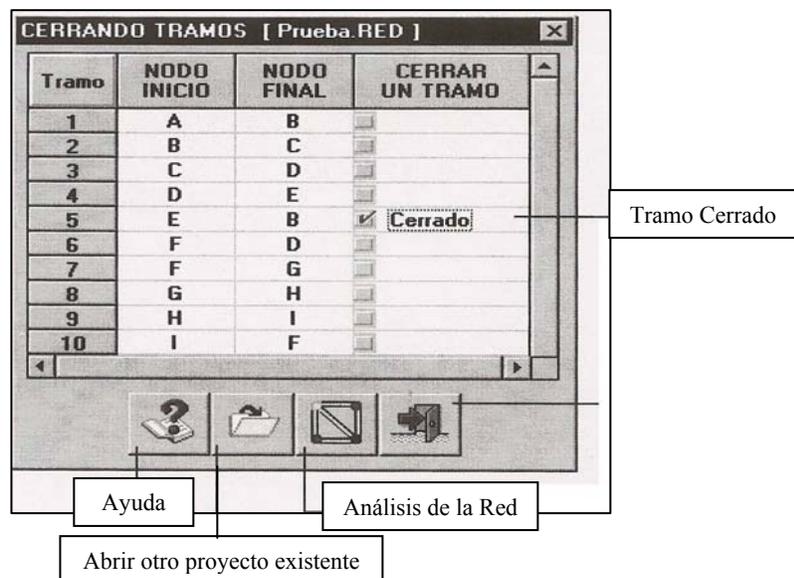
Se muestran los resultados del análisis en lo que se refiere a los nodos.

- Nombre del Nodo: Es el nombre alfanumérico del nodo.
- Cota del Nodo: Es la cota en metros de los nodos.
- Demanda Real: Es la demanda real de consumo introducida como dato.
- Demanda de Calculo: Resulta de aplicar la ecuación de continuidad en cada nodo, es decir, sumatoria de gastos en los nodos, con su signo y cuyo resultado es el consumo del nodo. Debido a que el calculo es de aproximaciones sucesivas, hay un error admisible del 1/10000, lo cual es nos da una pequeña diferencia con la demanda real. Esta columna es la verificación de los cálculos.
- Cota Piezométrica: Es la cota de energía en cada nodo y es la que determina el sentido del flujo que siempre va desde el nodo de mayor cota piezométrica al menor.
- Presión: Se obtiene al sustraer la cota del terreno a la piezométrica. Las normas establecen que "Las presiones resultantes deben calcularse con respecto al nivel

de la calle en cada nodo. La presión máxima admisible es de 75 m y la mínima es de 20 m calculadas con el nivel de agua en el estanque a media altura." En caso de acueductos rurales, las normas del MSAS permiten presiones mínimas menores de 7 m (para una mejor visualización de los resultados de presión máxima y mínima, se muestra la presión máxima con un fondo de color verde y la mínima con un fondo de color rojo).

5.16 CERRANDO TRAMOS

Esta opción puede ser utilizada en los mantenimientos de la red de acueductos ya que el proyectista tiene la opción de cerrar los tramos que desee y automáticamente se cierran los tramos que son dependientes de los ramales cerrados por el proyectista y se recalcula la red solo con los tramos activos de la misma.



CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

6.1 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN

6.1.1 Población Actual

La estimación del número poblacional fue realizada tomando en consideración los resultados del censo realizado en conjunto con la comunidad de los sectores, dando así un total de 5.825 habitantes en el sector Sierra Maestra y 1.409 Habitantes en el sector Colinas del Frío; dando un total de 7.234 habitantes para ambos sectores.

6.1.2 Método de las Densidades Máximas de Saturación

En este método la población futura se calcula en base a la densidad de población. Para una zonificación R-4 correspondiente a los sectores objeto de estudio de acuerdo a MINDUR (1995) Plan de Ordenación Urbanística del área Metropolitana Gaceta Oficial N° 4873; se tiene que la densidad neta es de 200 hab/ha.

Para aplicar este método se utilizó un plano de planta que fue facilitado por Hidrocaribe y mediante el cual se calculó el área objeto de estudio, por medio de procedimientos geométricos. Las superficies deben expresarse en hectáreas, en donde las superficies de las calles se incluyen.

Áreas:

- Sierra Maestra: 35,74 ha
- Colinas del Frío: 5,81 ha
- Área Total: 41,55 ha

La población futura se calculó en base a proyecciones de densidad actual a 20 años.

6.1.3 Cálculo de la Población Futura:

6.1.3.1 Método de las Densidades

Sector	Área (ha)	Densidad (hab/ha)
Sierra Maestra + Colinas del Frío	41,55	200

$$P_{\text{futura}} = \text{Área} * \text{Densidad} \quad \Rightarrow \quad P_{\text{futura}} = 41,55 \text{ ha} * 200 \text{ hab/ha}$$

Población (futura) = 8.310 hab.

Para una densidad de 200 hab/ha el plan de ordenación urbanística recomienda utilizar una población futura de 9.030 hab con un periodo de proyección de 16 años; dado que la población proyectada es menor, se trabajará con la cantidad recomendada de 9.030 hab.

$$\text{Población (futura 2025)} = 9.030 \text{ hab.}$$

6.1.3.2 Método Geométrico

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

$$P_f = 7234 \cdot (1 + 0,0258)^{2025 - 2005} \quad \Rightarrow \quad r = \bar{k}_g = INE = 0,0258$$

Según el Instituto
Nacional de
Estadística

$$P_f = 12040,16 \cong 12041.hab$$

r = Tasa de crecimiento anual

P_f = Población proyectada

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

6.1.3.3 Método Lineal

$$K_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}}$$

$$K_a = \frac{9030 - 7234}{2021 - 2005}$$

$$K_a = \frac{1796}{16}$$

$$K_a = 112,25hab / año$$

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

$$P_f = 7234 hab + 112,25 hab/año (2025 año - 2005 año)$$

$$P_f = 9479 hab$$

K_a = Pendiente de la recta

P_{uc} = Población de último censo

T_{uc} = Año del ultimo censo

P_{ci} = Población del censo inicial

T_{ci} = Año del censo inicial

P_f = Población proyectada

T_f = Año de la proyección

6.1.3.4 Método Logarítmico

$$K_g = \frac{\text{Ln}P_{cp} - \text{Ln}P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

$$K_g = \frac{\text{Ln}9030 - \text{Ln}7234}{2021 - 2005}$$

$$K_g = 0,005783$$

$$\text{Ln}P_f = \text{Ln}P_{ci} + \overline{K}_g \cdot (T_f - T_{ci})$$

$$\text{Ln}P_f = \text{Ln}7234 + 0,005783 \cdot (2021 - 2005)$$

$$\text{Ln}P_f = 8,886 + 0,09253$$

$$\text{Ln}P_f = 8,978$$

$$P_f = e^{8,978}$$

$$P_f = 7927hab$$

$P_{f2025} = \text{Promedio de las Poblaciones Calculadas}$

$$P_f = \frac{12041 + 9479 + 7297}{3}$$

$$P_f = \frac{28817}{3}$$

$$P_f = 9.606hab$$

$$P_{f\ 2025} = 9.606\text{hab}$$

Verificando:

$$\text{Densidad} = \text{Población} / \text{Área}$$

$$\text{Densidad} = 9606\ \text{hab} / 45,15\ \text{ha}$$

$$\text{Densidad} = 212,75\ \text{hab/ha}$$

La densidad no puede ser mayor a 200 hab/ha por lo que se trabajará con la población de 9.030 habitantes y el periodo de diseño de 25 años.

$$P_{f\ 2025} = 9.030\text{hab}$$

6.1.4 Cálculo de Caudal:

6.1.4.1 Dotación

Dotación = 200 lts/pers/día \Rightarrow INOS 1965. Servicio con Medidores.

6.1.4.2 Caudal Medio

$$Q_m = \text{Población} \times \text{Dotación} \times \text{seg}$$

$$Q_m = 9030 \text{ hab} \times 200 \text{ lts/hab/día} \times 1 \text{ día} / 86400 \text{ seg}$$

$$Q_{m_{2025}} = 20,90 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{m_{\text{actual}}} = 7234 \text{ hab} \times 200 \text{ lts/hab/día} \times 1 \text{ día} / 86400 \text{ seg}$$

$$Q_{m_{\text{actual}}} = 16,74 \text{ lts/seg}$$

6.1.4.3 Caudal Máximo Horario

$$K_{\text{actual}} = 2,75 - 0,0075 \times (7,234)$$

$$K_{\text{actual}} = 2,6957$$

$$K_{2025} = 2,75 - 0,0075 \times (9,030)$$

$$K_{2025} = 2,6823$$

$$Q_{MH(\text{actual})} = K \times Q_m$$

$$Q_{MH(\text{actual})} = 2,6957 \times 16,74 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{MH(\text{actual})} = 45,13 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{MH(2025)} = K \times Q_m$$

$$Q_{MH(2025)} = 2,6823 \times 20,90 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{MH(2025)} = 56,06 \text{ lts/seg}$$

6.1.4.3 Caudal Máximo Diario

$$Q_{MD} = K \times Q_m$$

$$Q_{MD \text{ actual}} = 1,25 \times 20,90 \text{ Lts/seg}$$

$$Q_{MD \text{ actual}} = 26,12 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{MD 2025} = 1,25 \times 16,74 \text{ Lts/seg}$$

$$Q_{MD 2025} = 20,93 \text{ lts/seg}$$

6.1.5 Longitud total de los tramos de la red de Distribución

$$Long \text{ actual} = 14.917 \text{ mts} \quad \Rightarrow \quad \text{Ver Anexo B}$$

$$Long \text{ 2025} = 15.628,50 \text{ mts} \quad \Rightarrow \quad \text{Ver Anexo F}$$

6.1.5.1 Factor de Longitud

$$\text{Factor}_{\text{long}} = Q_{\text{MH}} / \text{Long}$$

$$\text{Factor}_{\text{long actual}} = 45,13 \text{ lts/seg} / 14.917 \text{ mts} \quad \text{Factor}_{\text{long 2025}} = 56,06 \text{ lts/seg} / 15.628,50 \text{ mts}$$

$$\text{Factor}_{\text{long actual}} = 0,003025 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Factor}_{\text{long 2025}} = 0,003587 \text{ lts/seg}$$

6.1.6 Caudal en cada tramo de la red (Muestra de Cálculo)

$$Q_{\text{MHtramo}} = \text{Factor}_{\text{longitud}} \times \text{Longitud}_{\text{tramo}}$$

$$Q_{\text{MH tramo 1-2}} = 0,005029 \text{ lts/seg.mts} \times 60 \text{ mts} \quad \Rightarrow \quad \text{Ver Anexo B y F}$$

$$Q_{\text{MH tramo 1-2}} = 0,3017 \text{ lts/seg}$$

6.2 CORRIDA CON EL PROGRAMA IP3-ACUEDUCTOS.

6.2.1 Corrida I :

Población actual de los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra, para verificar el funcionamiento del sistema de agua potable bajo las condiciones actuales. Ver anexo C.

6.2.2 Corrida II:

Población proyectada de los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra (2025), en esta corrida se modifica el sistema cambiando o incorporando elementos al mismo. Ver anexo G.

6.3 SOLUCIÓN PLANTEADA. (VER ANEXO F)

La solución planteada consiste en cambiar los tramos de tubería existentes de pvc, de diámetro 100 mm (0.100 mts) comprendidos entre el nodo 1 y el nodo 16 por tuberías

de igual material pero de un diámetro de 150 mm (0.150 mts). Los tramos comprendidos entre los nodos 17 y 19 serán cambiados a tuberías de pvc de 200 mm (0.200 mts) de diámetro. El tramo 13 – 14 será sustituido por tubería pvc de 150 mm (0.150 mts).

De igual manera se sustituirán los tramos restantes por tubería de pvc de un diámetro mayor al existente, a excepción de los tramos: 37-38, 34-41, 38-45, 41-49, 54-55, 55-56, 56-57, 53-65, 64-65, 57-58, 76-D, 80-H y 80-G que se mantendrán con sus diámetros actuales; sin embargo se recomienda cambiar la tubería existente por tubería nueva de igual diámetro para prevenir cualquier tipo de eventualidad.

El tramo comprendido entre los nodos 60 – H de diámetro 300 mm (0.300 mts) será cambiado por una tubería de menor diámetro (200 mm).

A esta red modificada (propuesta) se le añadieron nuevos tramos de tuberías, específicamente en la parte alta del Sector Colinas del Frío, debido a que esta parte no cuenta del sector consta de calles asfaltadas mas no cuenta con la tubería de acueducto. En este sector se colocarán tuberías con las siguientes especificaciones:

TRAMO	LONGITUD	DIAMETRO (MM)	DIAMETRO (M)
75-81	59	150	0.150
81-83	101	150	0.150
82-83	80.5	150	0.150
83-84	92	150	0.150
74-84	70	150	0.150
69-84	118	150	0.150
68-85	80	150	0.150
50-86	70	150	0.150
49-87	20	150	0.150
41-88	64	150	0.150

En el anexo F se encuentra detalladamente los diámetros y especificaciones de la tubería a utilizar.

CAPÍTULO 7

EVALUACIÓN ECONÓMICA

7.1 PRESUPUESTO

Para la elaboración del presupuesto se tomarán en cuenta los trabajos de preparación del sitio, excavaciones, demoliciones, relleno con material de préstamo, remoción y colocación de tuberías, concreto con una resistencia de 250 Kg/cm^2 , así como el suministro e instalación de los elementos y/o conexiones necesarios para llevar a cabo la ejecución del proyecto de obra Evaluación del Sistema Actual de Abastecimiento de Agua Potable en los Sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra de Puerto La Cruz, Municipio Sotillo, Estado Anzoátegui. Cabe destacar que se elaborarán los cómputos métricos pertinentes. (Ver Anexo H)

7.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Los análisis de precios unitarios son la base del presupuesto de obra. Para el cálculo detallado de estos análisis se deben tomar en cuenta los materiales, los equipos a utilizar, la mano de obra; además se deben prevenir en el desglose de estos análisis de precios los porcentajes de prestaciones sociales, administración y gastos generales así como la utilidad.

La presente investigación es un convenio entre Hidrocaribe y La Universidad de Oriente para darle respuesta al problema que afecta a las comunidades de los Sectores de Sierra Maestra y Colinas del Frío; por esta razón se tomará como referencia el tabulador de Precios emitido por COVINEA, el tabulador de precios y

salarios del sindicato de la construcción y los porcentajes que se manejan actualmente en la administración pública son de: 220% de prestaciones sociales, 18% de administración y gastos generales, y un 10% de utilidad según se contempla en la Ley de Contrataciones Públicas. (Ver Anexo H)

7.3 MEMORIA DESCRIPTIVA

El propósito principal de un sistema de abastecimiento de agua es suministrar agua segura para el consumo humano. El grado de tratamiento y la combinación de los procesos de potabilización dependen de la fuente de agua y de su calidad; cabe destacar que un sistema de distribución de agua potable se proyecta para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada y con una calidad aceptable, desde la fuente de suministro hasta los consumidores.

El proyecto que se presenta tiene como finalidad el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra de Puerto La Cruz, Municipio Sotillo, Estado Anzoátegui.

El periodo de diseño es de 20 años.

La solución planteada consiste en realizar un cambio de la tubería de la red por una de mayor diámetro y del mismo material en los tramos donde se requiera, colocación de válvulas reductoras de presión en los puntos requeridos para mantener las presiones dentro del rango permitido en las normas.

Las redes de distribución estarán conformadas por tuberías de pvc de diámetros variables entre 150mm y 600 mm con 15.628,50 metros totales de tubería.

Obtenidos estos cambios resulta que los sectores involucrados tendrán suministro de agua las 24 horas del día con presiones admisibles y suficientes para un abastecimiento óptimo de acuerdo a lo establecido en las normas vigentes.

7.4 CÓMPUTOS MÉTRICOS

Los cálculos métricos son la base del presupuesto de obra. Se basan en las diferentes operaciones y/o cantidades de obra que va a ejecutarse tomando como punto de inicio el desglose de las partidas a utilizarse en la ejecución de una determinada obra. En estos se deben de colocar las unidades de medición de cada una de las partidas. (Ver Anexo H)

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

- En los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra el sistema de abastecimiento de agua potable existente actualmente no satisface los requerimientos de la población en dichos sectores, principalmente porque la población se ha incrementado de manera no planificada, propiciando la instalación de tuberías de forma clandestina lo que hace que el servicio de agua potable se torne deficiente para las personas que habitan en estos sectores.
- La población futura para ambos sectores se calculó para un periodo de diseño de 20 años, siendo calculada por medio del promedio aritmético de los resultados obtenidos a través de la aplicación de los métodos geométrico, lineal y logarítmico, obteniéndose que las densidades para estas poblaciones superan la densidad máxima de saturación por lo que se descartó la selección de las mismas para determinar la población de diseño, es decir, que la población futura a utilizar será la admitida por el Plan de Ordenación Urbanística.
- Actualmente por las características topográficas de los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra de Puerto La Cruz, el sistema de abastecimiento de agua existente, no satisface los requerimientos de la población actual, resultando más afectada la parte alta de ambos sectores.

- La solución planteada consiste en cambiar los tramos de tubería existentes de pvc, por tubería de pvc de un diámetro mayor al existente, a excepción de los tramos: 37-38, 34-41, 38-45, 41-49, 54-55, 55-56, 56-57, 53-65, 64-65, 57-58, 76-D, 80-H y 80-G que se mantendrán con sus diámetros actuales. El tramo comprendido entre los nodos 60 – H de diámetro 300 mm (0.300 mts) será cambiado por una tubería de menor diámetro (200 mm). A esta red modificada (propuesta) se le añadieron nuevos tramos de tuberías, específicamente en la parte alta del Sector Colinas del Frío, debido a que esta parte del sector consta de calles asfaltadas mas no cuenta con tubería de acueducto.
- En la red propuesta, correspondiente a la corrida II, se obtuvieron presiones dentro del rango de las permitidas por las normas INOS (1965) las cuales están entre 14 m y 72 m de columna de agua, para los casos de consumo medio y consumo máximo.
- En la corrida II, se realizaron modificaciones en los diámetros de las tuberías y en la posición de las válvulas reductoras de presión para regular las presiones internas en la tuberías.
- Para los casos de consumo medio y consumo máximo en la corrida II las presiones en todos nodos de la red de ambos sectores, se encuentran entre los rangos establecidos por las normas INOS (1965) aún en la condición más desfavorable: la hora de máximo consumo.

8.2 RECOMENDACIONES

- Realizar campañas de concientización a la población en general e informar de la importancia de preservar y aprovechar el sistema de abastecimiento de agua potable.
- Erradicar las tomas de agua clandestina por medio de la instalación de medidores domiciliarios.
- Implementar acciones para dar una mejor utilización y aprovechar de manera eficiente los recursos hídricos.
- Ejecutar físicamente este proyecto de investigación y de esta manera se tendrá un incremento de continuidad, cantidad y calidad de agua potable.

BIBLIOGRAFÍA

- 1) CEDEÑO, D y JIMENEZ, J. **Evaluación del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del Caserío Provisor, Municipio Sotillo.** Trabajo de Grado. Universidad de Oriente. Departamento de Ingeniería Civil. (2005)
- 2) CAPPARE, M y CARRILLO, Z. **Estudio del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y disposición de Aguas Servidas del Sector Colinas de Vidoño, Municipio Sotillo.** Trabajo de Grado. Universidad de Oriente. Departamento de Ingeniería Civil. (2005)
- 3) **Manual del Ingeniero Civil.** Cuarta edición. Editorial McGraw-Hill. México. (1999)
- 4) ESPINOZA, H. **Bombas y Diseño de Tuberías.** Editorial Centro de ingenieros. Anzoátegui, Venezuela. (1997)
- 5) GONZÁLEZ, L. **Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable.** Editorial Ameco. Anzoátegui, Venezuela. (2002)
- 6) MIJARES, R. **Abastecimiento de Aguas y Alcantarillados.** Tercera edición. Ediciones Vega. Caracas, Venezuela. (1983)
- 7) MSAS. **Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos.** Gaceta Oficial N° 4103 Ext. Caracas, Venezuela. (1989)

- 8) LOPEZ, R. **Diseño de Acueductos y Alcantarillados**. Ediciones Alfaomega. Bogotá, Colombia. (1989)
- 9) CRANE, Co. **Flujo de Fluidos en Válvulas, Accesorios y Tuberías**. Segunda edición. Editorial McGraw-Hill. México. (1993)
- 10) GUEVARA, V. **Acueductos y Cloacas**. Carabobo (1993)
- 11) MINDUR. (1995). **Plan de Ordenación Urbanística del Área Metropolitana Barcelona-Puerto La Cruz-Lechería-Guanta**. Gaceta Oficial de la República Bolivariana de Venezuela N° 4.873. Caracas.

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

TÍTULO	Evaluación Del Sistema Actual De Abastecimiento De Agua Potable En Los Sectores Colinas Del Frío Y Sierra Maestra De Puerto La Cruz, Municipio Antonio José Sotillo, Estado Anzoátegui
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
Zabala G, María del R	CVLAC: 15.192.615 EMAIL: mariazabalag@yahoo.es
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

Evaluación, Sistema, Abastecimiento, Agua Potable

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÀREA	SUBÀREA
<u>Ingeniería y Ciencias Aplicadas</u>	<u>Ingeniería Civil</u>

RESUMEN (ABSTRACT):

El presente trabajo de grado tiene como finalidad evaluar el sistema actual de abastecimiento de agua potable en los sectores Colinas del Frío y Sierra Maestra de Puerto La Cruz, Municipio Sotillo, Estado Anzoátegui. Se evaluó con la utilización del programa de cálculo IP3-Acueductos 1.0 la red existente para el abastecimiento y distribución de agua potable, la cual está constituida principalmente por tuberías de 6 y 8 pulgadas respectivamente, en dicho análisis la red de distribución resultó ser insuficiente para la población actual de dichos sectores debido a que las presiones presentes en dicha red no cumplen con las especificaciones técnicas mínimas requeridas por las normas; de la misma manera se reestructuraron unos tramos de la red existente actualmente y se plantearon unos tramos nuevos, y con el software IP3-Acueducto 1.0 se realizó una segunda evaluación dando como resultado que el rango de las presiones y velocidades calculadas se encuentran en rangos permisibles por las normas; dando como resultado que en algunos tramos la tubería existente de 6 y 8 pulgadas debe ser cambiada por una de 10 pulgadas y los tramos añadidos deben ser construidos para garantizar de esta forma el abastecimiento de agua potable a los sectores afectados.

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

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
Molano A, Miguel M.	ROL	CA	AS-X	TU	JU
	CVLAC:	4.025.186			
	E_MAIL	ingmolano@gmail.com			
	E_MAIL				
Sebastiani, Belkys J.	ROL	CA	AS	TU	JU-X
	CVLAC:	4.363.990			
	E_MAIL	belkysebastiani@hotmail.com			
	E_MAIL				
Morales C, Hilda J.	ROL	CA	AS	TU	JU-X
	CVLAC:	5.187.811			
	E_MAIL	moraleshc@gmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2009	02	03
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE: SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**ARCHIVO (S):**

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
Tesis.AguaPotable.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: 3 meses _____ (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pre-Grado

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento de Civil

INSTITUCIÓN:

Universidad de Oriente, Núcleo Anzoátegui.

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

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de trabajos de grado:

“Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la

Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados para otros fines

con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá

participarlo previamente al Consejo Universitario, para su autorización”.

AUTOR 1

AUTOR 2

AUTOR 3

MARÍA DEL R. ZABALA G

TUTOR

JURADO 1

JURADO 2

MIGUEL MOLANO

BELKYS SEBASTIANI

HILDA MORALES

POR LA SUBCOMISION DE TESIS
