

UCLV
Universidad Central
"Marta Abreu" de Las Villas



FC
Facultad de
Construcciones

Departamento de Ingeniería Hidráulica

TRABAJO DE DIPLOMA

Título **Diseño de proyecto de abasto a las localidades de los municipios Ranchuelo y Santo Domingo**

Autores **Carlos Jesús González Pérez**

Tutores **Mirely González García.**

María de Los Ángeles Cabrera.

Este documento es Propiedad Patrimonial de la Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, y se encuentra depositado en los fondos de la Biblioteca Universitaria “Chiqui Gómez Lubian” subordinada a la Dirección de Información Científico Técnica de la mencionada casa de altos estudios.

Se autoriza su utilización bajo la licencia siguiente: Atribución-

No Comercial- Compartir Igual



Para cualquier información contacte con:

Dirección de Información Científico Técnica. Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas.
Carretera a Camajuaní. Km 5½. Santa Clara. Villa Clara. Cuba. CP. 54 830

Teléfonos.: +53 01 42281503

Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas

Facultad de Construcciones

Departamento de Ingeniería Hidráulica



TRABAJO DE DIPLOMA

TÍTULO

**Diseño de proyecto de abasto a las localidades de
los municipios Ranchuelo y Santo Domingo**

Autor: Carlos Jesús González Pérez.

Tutor: Mirely González García.

Cotutor: María de Los Ángeles Cabrera.

Santa Clara

Curso

2017-2018

Pensamientos:

“Estoy agradecido por todos los que me dijeron NO.

Es gracias a ellos estoy siendo yo mismo.”

Albert Einstein

“Hay dos tipos de personas que te dirán que no puedes marcar una diferencia:

los que tienen miedo a intentarlo y los que tienen miedo de que tengas éxito.”

Ray Goforth.

Dedicatoria:

Deseo dedicarles este trabajo a todas las personas que de una forma u otra han influido directa o indirectamente para que hoy yo pudiera realizar mi sueño.

A mi madre y mi padre quienes son las personas más importantes de mi vida y a los cuales les debo todo lo que soy por brindarme siempre su apoyo incondicional a cada momento; por todo el esfuerzo y sacrificio que han hecho para que yo pudiera cumplir mi sueño a pesar de los problemas y las adversidades de la vida, por saber educarme y guiarme por el camino correcto ya que gracias a ellos he podido convertirme en la persona que soy hoy en día.

A mi abuela que, aunque por cuestiones de la vida no se encuentra presente físicamente en este mundo sé que siempre está conmigo a donde quiera que voy, protegiéndome y guiándome por el camino correcto aunque solo la pueda ver cuando visita mis sueños, siempre he podido sentirla conmigo abrazándome y besando mi frente en la dos graduaciones más importantes de mi vida; mi graduación de 12 grado de IPVCE Ernesto Guevara y ahora mi graduación como ingeniero hidráulico de la Universidad Central Marta Abreu de las Villas.

A toda mi familia por su apoyo incondicional y por estar a mi lado en los momentos más difíciles de la vida cuando más los necesité.

A mi novia, la cual me ha apoyado en todas mis decisiones y me ha brindado su apoyo incondicional sin importar la distancia y las adversidades de la vida.

A todos mis amigos por compartir conmigo momentos tan especiales, por saber escucharme, aconsejarme y apoyarme cuando más los necesité, por cada momento de felicidad y tristeza que pasamos juntos.

A todas esas personas que no creyeron en mí y pensaron que nunca iba a poder hacer realidad mi sueño, muchas gracias, en verdad, de corazón por enseñarme a ser más fuerte y a luchar por lo que en verdad quiero sin importar lo que me depare la vida y los obstáculos que tenga que enfrentar.

Agradecimientos:

A mis padres por haberme apoyado a cada instante de mi vida, por formarme física y espiritualmente en una mejor persona.

A mi abuela porque, aunque no ha podido acompañarme físicamente durante todo este tiempo siempre he sentido su compañía a cada instante de mi vida.

A mis familiares por su apoyo incondicional, por todos los consejos y dedicación.

A mi novia por haberme apoyado en cada una de mis decisiones y formar parte de mi vida.

A mis amigos de la vida que has sabido estar conmigo en las buenas y en las malas, compartiendo juntos momentos felices y tristes.

A mis profesores por haberme brindado sus conocimientos y su sabiduría en mi formación como profesional.

A mis tutores Mirely González García y María de Los Ángeles Cabrera por haberme ayudado a la elaboración de este trabajo.

A las entidades que han colaborado con la realización de este informe y muy especialmente al **M.Sc. Ing. Juan Daniel Quintana Camacho** quien me ayudó mucho en el trabajo con los softwares y me brindo de su experiencia como profesional.

A la Revolución por haberme dado esta oportunidad de formarme como profesional.

A todas las personas que de una forma y otra han contribuido directa o indirectamente a que yo estuviese hoy aquí y a todos a los que por motivos de la vida no pueden estar físicamente en este momento a mi lado...

A todos, de corazón, muchas gracias por todo.

Resumen:

En el presente trabajo se realizó un estudio de los municipios de Ranchuelo y Santo Domingo, donde se analizó la posibilidad de construir una conductora para abastecer de agua potable a los poblados de dichos municipios; utilizando para ello el embalse Palmarito donde se construirá una estación de bombeo la cual bombeará el agua hasta una planta de tratamiento ubicada en el poblado de San Juan de los Yeras. Posteriormente se conducirá el agua utilizando la fuerza de gravedad hacia los depósitos ubicados en cada poblado. Para lograr que el sistema funcione eficientemente es necesario el correcto dimensionamiento de toda la red y la determinación de los diámetros idóneos para cada tramo; así como su velocidad, caudal, pérdidas, presiones y diámetros interiores de cada tubería en dependencia de cuanto sea su presión. Para lograr una efectividad en el proceso a diseñar se utilizó el software WaterGEMS el cual nos facilitó estos procesos de cálculos que nos permite realizar un análisis en período extendido en el cual se pretende entregar dos veces el caudal máximo diario ($2Q_{maxd}$) en un periodo de 12 horas demostrando con ello el correcto funcionamiento de toda la conductora y el buen dimensionamiento de cada uno de los componentes que la integran.

Abstrac:

In the present work, a study was made of the municipalities of Ranchuelo and Santo Domingo, where the possibility of constructing a conduit to supply drinking water to the towns of said municipalities was analyzed; using the Palmarito reservoir where a pumping station will be built, which will pump the water to a treatment plant located in the town of San Juan de los Yeras. Subsequently, the water will be conducted using the force of gravity towards the deposits located in each town. In order to make the system work efficiently, it is necessary to correctly dimension the entire network and determine the optimum diameters for each section; as well as its speed, flow, losses, pressures and internal diameters of each pipe depending on its pressure. To achieve an effectiveness in the design process, the WaterGEMS software was used, which facilitated these calculation processes that allow us to perform an extended period analysis in which it is intended to deliver twice the maximum daily flow ($2Q_{maxd}$) in a period of 12 hours thereby demonstrating the correct functioning of the whole conductor and the good sizing of each of the components that make it up.

| | |
|---|--------------------------------------|
| Índice INTRODUCCIÓN: | ¡Error! Marcador no definido. |
| Antecedentes:..... | 1 |
| Problema de Investigación: | 2 |
| Objeto de Estudio: | 2 |
| Campo de Acción:..... | 2 |
| Hipótesis:..... | 3 |
| Objetivo General: | 3 |
| Objetivos Específicos:..... | 3 |
| Tareas investigativas:..... | 3 |
| Resultados esperados: | 3 |
| CAPITULO: 1 Fundamentos Teóricos del Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua en Acueductos Urbanos | 4 |
| 1.1 Sistemas de abastecimiento de agua:..... | 4 |

| | |
|--|----|
| 1.2. Uso eficiente del agua en zonas urbanas | 4 |
| 1.3. Elementos que componen un sistema de abastecimiento | 5 |
| 1.3.1. Fuentes de suministro | 5 |
| 1.3.2. Equipos de Bombeo | 5 |
| 1.3.3. Tanques de almacenamiento..... | 6 |
| 1.3.3.1. Capacidad del tanque de almacenamiento:..... | 7 |
| 1.3.4. Conductoras | 8 |
| 1.3.5. Redes de distribución..... | 8 |
| 1.3.5.1. Tipos de redes de abastecimiento según su topología:..... | 8 |
| 1.3.6. Elementos complementarios de un sistema de abastecimiento de agua..... | 10 |
| 1.3.6.1. Válvulas:..... | 10 |
| 1.3.6.2. Elementos de medidas y control..... | 11 |
| 1.3.7 Etapas de construcción..... | 14 |
| Capítulo: 2 Determinación de las poblaciones y cálculos hidráulicos..... | 15 |
| 2.1 Determinación de población actual y futura | 15 |
| 2.1.1 Métodos de cálculo para la población futura..... | 16 |
| 2.2. Determinación de la demanda de agua potable en los poblados | 17 |
| 2.2.1. Valores de dotación (Dot) y coeficientes de irregularidad para el cálculo de la demanda de agua según el tamaño de la población | 18 |
| 2.3 Determinación de los volúmenes de los tanques | 23 |
| 2.4. Análisis hidráulico para la determinación de los diámetros idoneos de las conductoras..... | 31 |
| 2.4.1. Cálculo del diámetro idoneo de los conductos | 32 |
| 2.4.2. Características de las conductoras..... | 35 |
| Capitulo: 3 Comprobación de funcionabilidad y eficiencia del esquema hidráulico..... | 38 |

| | |
|---|----|
| 3.1. Comportamiento de los tanques en función de la demanda:..... | 38 |
| 3.2. Valoración económica | 43 |
| Conclusiones | 46 |
| Recomendaciones: | 47 |
| Bibliografía: | 48 |
| ANEXOS: | 50 |

INTRODUCCIÓN:

En todo proceso de transformación encaminado a mejorar el nivel de vida de los habitantes de determinada región, juegan un papel importante las políticas de desarrollo; estas tienen por objeto promover un cambio positivo en el modo de vida de los pueblos. Entre los proyectos que provocan dichos cambios en las comunidades, están aquellos destinados a abastecerlas de agua potable.

Por ser el agua un elemento vital en la vida del hombre, tanto para su desarrollo individual como colectivo, los sistemas de abastecimiento de agua potable son de gran importancia, debido a que la escasez o falta de ésta, provoca problemas de salud y de desarrollo industrial e, incluso, afecta la apariencia estética de la localidad. De aquí que cada comunidad debe tener un abastecimiento de agua potable en cantidad suficiente y de buena calidad.

En este proyecto presenta el estudio de abastecimiento de agua potable a las localidades de los municipios Ranchuelo y Santo Domingo. El mismo estará compuesto por un sistema de abastecimiento de agua por bombeo en la línea de conducción hasta la planta potabilizadora y desde allí hacia el resto de la red y hasta los tanques de distribución por gravedad en la distribución del sistema; proceso de transformación encaminado a mejorar el nivel de vida de los habitantes de estas regiones además de promover un cambio positivo en el modo de vida de los pueblos.

Antecedentes:

En el año 2000 se realiza por parte de la Empresa de Proyectos Hidráulicos de Villa Clara un estudio con el fin de apreciar la situación actual y futura de los consumos y las fuentes de abasto vinculados a la ciudad de Santa Clara y los poblados de Ranchuelo y San Juan de Los Yeras donde se determinó adoptar la variante B que trata de abastecer estos lugares con las Presas: Hanabanilla-Paso Bonito, Agabama-Gramal, Minerva-Ochoita y **Palmarito**.

El poblado de **Santo Domingo** ubicado en el municipio del mismo nombre, tiene un sistema de acueducto, abastecido desde pozos a través de un tanque elevado (regulador) de 850 m³ en la zona Norte, pero dicho sistema resulta insuficiente debido al crecimiento tan vertiginoso de la población y la utilización de diámetros pequeños en los circuitos principales construidos.

En el municipio de Ranchuelo se ubican los pueblos de **Ranchuelo, Esperanza, San Juan de Los Yeras y Jicotea.**

En **Ranchuelo** no existe un sistema de acueducto, sus pobladores se abastecen de pozos, que en su mayoría están contaminados, pues están cercanos a fosas. La localidad de **San Juan de Los Yeras** existe un sistema de acueducto desde pozos que no abastece a toda la población, siendo insuficiente este suministro.

Al pueblo de **Esperanza** se le construyó en el año 1990 un sistema de acueducto, su fuente de abasto es desde pozos y mediante una conductora de impulsión el agua es conducida hasta un pequeño tanque apoyado ubicado en una elevación cercana al pueblo, que por sus características geográficas no comanda a toda el área urbana, de ahí la decisión de construir algunas líneas de conducción y ubicar llaves públicas en determinados puntos del área urbana, para que los pobladores accedieran al agua potable previamente tratada en el tanque. A pesar del deseo de mejorar la calidad de vida de sus habitantes, este sistema es insuficiente, lo que origina el suministro de agua mediante pipas a toda la periferia del pueblo, elevando el costo del m³ de agua entregada.

Jicotea, es un pequeño pueblo ubicado entre Esperanza y Santo Domingo, sus pobladores carecen de un sistema de abastecimiento, sus pobladores actualmente se abastecen de agua subterránea (pozos).

Problema de Investigación:

En los municipios de Ranchuelo y Santo Domingo, los volúmenes de aguas subterráneas que sirven de entrega y consumo no son suficientes para garantizar las necesidades que se demandan para la población según las normas vigentes, lo cual provoca el descontento de los pobladores de estos lugares y un deficiente nivel de vida.

Objeto de Estudio:

El abasto de agua a los municipios de Ranchuelo y Santo Domingo.

Campo de Acción:

Estudio hidráulico de los municipios de Ranchuelo y Santo Domingo.

Hipótesis:

Si se construye un sistema de abasto desde la fuente más cercana a estas localidades y cumpliendo con las regulaciones y normas vigentes, entonces se podrá mitigar los efectos de déficit de agua en los poblados.

Objetivo General:

Elaborar un Esquema Hidráulico para solucionar la problemática actual y futura que presentan los municipios de Ranchuelo y Santo Domingo relacionada con el abasto de agua potable a sus habitantes.

Objetivos Específicos:

Establecer los fundamentos teóricos del Esquema hidráulico.

Calcular los diferentes diámetros para cada tramo de la conductora que abastecerá a los poblados.

Lograr la correcta ubicación de los tanques para garantizar un mejor funcionamiento

Comprobar que es posible lograra el abasto utilizando dos veces la demanda máxima diaria ($2Q_{maxd}$) para un periodo de doce horas (12 h).

Tareas investigativas:

Realizar un estudio detallado de la topografía de los municipios Ranchuelo y Santo Domingo.

Analizar si es posible el abasto de agua a estas localidades a partir del Embalse Palmarito en dependencia del crecimiento poblacional de estas localidades.

Realizar un estudio detallado de las normas vigentes en nuestro país que rigen el abasto y calidad del agua a los pobladores.

Resultados esperados:

Lograr un correcto esquema hidráulico que pueda abastecer de forma eficiente a los municipios de Ranchuelo y Santo Domingo, utilizando como fuente de agua el Embalse Palmarito logrando con esto elevar los niveles de vida de estos poblados, así como la aceptación y agrado de los pobladores.

CAPITULO: 1 Fundamentos Teóricos del Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua en Acueductos Urbanos.

1.1 Sistemas de abastecimiento de agua:

Se puede definir como sistema de abasto de agua al conjunto de tuberías, instalaciones y accesorios destinados a conducir las aguas requeridas por una población determinada para satisfacer sus necesidades, desde su lugar de existencia natural o fuente, hasta el hogar de los usuarios.(Cabrera 1996, De la Fuente Severino 2000)

Las redes de distribución deben cumplir los siguientes requisitos:

- Suministrar agua potable a todos los usuarios según la demanda necesaria y con la calidad requerida.
- Proveer el agua contra incendios en cualquier punto del sistema.
- Proveer agua para otros usuarios tales como fuentes, servicios públicos, etc.

1.2. Uso eficiente del agua en zonas urbanas.

El uso eficiente del suministro de agua en zonas urbanas, es la estrategia que se utiliza para lograr la optimización de este recurso incluyendo la contenida infraestructura de acueducto, con la participación de todos los consumidores para establecer y complementar metas que garanticen su ahorro.

Las principales acciones del uso eficiente son: la recirculación, el rehúso, la reducción del consumo, y la detección y reparación de fugas. Las actividades básicas que lo controlan son: la medición y el monitoreo de la calidad del agua que se suministra a los consumidores.

El uso eficiente del agua desencadena un grupo de beneficios socio-económicos en general, como los que se presentan a continuación:

- Mejor uso de las fuentes de explotación.
- Mayor calidad del agua que se consume.
- Disminución de la necesidad de inversión en nuevas obras de acueducto.
- Mayor facilidad para tratar las aguas residuales.
- Disminución de la necesidad de inversión en nuevas obras de alcantarillado.

-
- Disminución del riesgo de contaminación de los cuerpos receptores.
 - Menor consumo de energía eléctrica.(Zelaya Guillén 1984)

1.3. Elementos que componen un sistema de abastecimiento.

Generalmente los sistemas de abastecimiento de agua potable están compuestos por los siguientes elementos:

- Fuentes de suministro.
- Equipos de bombeo si fuese necesario.
- Tanques de almacenamiento.
- Conductoras.
- Redes de distribución.
- Elementos complementarios.(Herrera. 2012)

1.3.1. Fuentes de suministro.

La fuente de abasto es el aspecto principal en la elaboración de un proyecto de acueducto, por lo que no debe iniciarse el diseño de otros elementos sin tener garantizado el caudal de circulación necesario. El agua para el consumo humano puede clasificarse en agua pura, potable, sospechosa o mala; pero de acuerdo a su captación pueden ser subterráneas o superficiales. Las aguas subterráneas se pueden obtener de cuevas, ríos subterráneos, manantiales, galerías de infiltración o pozos perforados. Este tipo de abastecimiento por lo general no necesita una planta de tratamiento. Las aguas superficiales se obtienen de ríos, lagos, arroyos, lagunas o presas; pero en este tipo de fuente es imprescindible el tratamiento de las aguas mediante plantas potabilizadoras.

1.3.2. Equipos de Bombeo.

La primera clasificación posible de las bombas es separarlas en el grupo de bombas de desplazamiento positivo y bombas rotodinámicas.

Las primeras operan de forma volumétrica: desplazan un determinado volumen por unidad de tiempo, independientemente de la presión. Son bombas de émbolos, paletas, engranajes, etc., donde se requieren unos caudales ínfimos con presiones muy elevadas.

Las bombas rotodinámicas, en cambio, consiguen incrementar la energía del fluido a base de aumentar la energía cinética -por medio de la deflexión y el efecto centrífugo que provocan los álabes del rodete- recuperando esta energía posteriormente en forma de presión.

La principal forma de clasificación de las bombas rotodinámicas es separarlas en bombas axiales, mixtas y radiales, según la dirección de salida del flujo con respecto al eje.

El nombre común para las radiales es bombas centrífugas, a pesar de que algunos autores utilizan este término para referirse a todo el conjunto de bombas rotodinámicas.

La utilización de bombas axiales está indicada cuando se necesitan grandes caudales con pequeñas alturas de elevación. Las centrífugas, cuando se necesitan grandes alturas y pequeños caudales. Las bombas mixtas constituyen un caso intermedio.

Hay otras muchas características que hacen a las bombas susceptibles de clasificaciones distintas, y así se pueden tener bombas de una o varias etapas, bombas de cámara partida, bombas autoaspirantes, bombas sumergibles, bombas horizontales o verticales, etc.(Vivancos 2002)

Uno de los parámetros más importantes es que las bombas tengan un rendimiento óptimo lo más cerca posible del punto de trabajo habitual. No resulta rentable elegir una bomba sobredimensionada con vistas a posibles ampliaciones futuras del sistema. (Francos 1994)(página 70)

Algunas bombas tienen curvas H-Q con pendiente positiva en la zona de caudales inferiores. Es conveniente alejarse de esas zonas porque se puede producir un funcionamiento inestable de la instalación.(Francos 1994)(página 51)

El rendimiento es máximo en el punto llamado de diseño de la bomba, y disminuye tanto para caudales superiores como inferiores. Normalmente, tanto la potencia como el rendimiento se refieren únicamente a la bomba, sin tener en cuenta el motor que se utiliza para accionarla. Los valores máximos de rendimiento se encuentran entre el 85% y el 90%. (Francos 1994)(página 52)

1.3.3. Tanques de almacenamiento

Debido a que el consumo por parte de la población no es constante, sino que, varía según la hora del día, y dado que el suministro es un caudal teóricamente constante, es necesario la construcción de un tanque de almacenamiento que suministre agua a la hora de mayor consumo, para amortiguar los picos de la demanda máxima horaria en la red de distribución.

La función básica del tanque es almacenar agua en los períodos donde la demanda es menor que el suministro, de tal forma que en los períodos que la demanda sea mayor que el suministro, se complete el déficit con el agua almacenada en el tanque.

Además, el almacenamiento permite brindar presiones adecuadas en la red de distribución y disponer de reserva ante eventualidades e interrupciones en el suministro de agua.

Los tanques pueden ser construidos sobre el terreno (superficial, semi-enterrado y enterrados) si se dispone de un desnivel topográfico adecuado que permita el funcionamiento de la red de distribución bajo las normas adecuadas de presión. En el caso de no disponer de la condición topográfica anterior, se debe proyectar un tanque elevado, sobre torre. (Moncayo 1995)



Fig.1.1 Tanque apoyado sobre el terreno a usar en la obra.

El material de construcción del tanque puede ser de hormigón in situ, prefabricados, de bloques o metal; su forma puede ser rectangular o circular.

En teoría la red de distribución resulta más económica si el tanque se localiza en el centro de gravedad de la población; sin embargo, por razones de espacio, estética y seguridad, lo anterior casi nunca es posible.

1.3.3.1. Capacidad del tanque de almacenamiento:

El volumen del tanque debe ser calculado en base a los datos de consumo de la población y su distribución horaria. La distribución horaria de consumo de una población depende en gran parte de las costumbres de sus habitantes.

1.3.4. Conductoras.

Las conductoras son las tuberías encargadas de conducir el agua desde la fuente de abasto hasta el tanque o hasta el inicio de la red de distribución. Las tuberías empleadas para este fin, pueden ser de distintos materiales como, por ejemplo: Termoplásticas, plástico reforzado con fibra de vidrio, acero, hormigón centro acero, asbesto cemento, entre otros.

Cada material cuenta con varios sistemas de unión y con una amplia gama de elementos accesorios (reducciones, ampliaciones, codos, etc.). Asimismo, existe una gran variedad de piezas capaces de realizar la transición entre dos materiales diferentes o entre los diferentes materiales y los diversos elementos a instalar (válvulas, hidrantes, caudalímetros, etc.).(De la Fuente Severino 2000)

Pueden clasificarse: (Herrera. 2012)

1- Atendiendo al origen de la energía disponible para transportar el flujo:

- ✓ Conductoras de gravedad: Son aquellas en las que el agua fluye por una diferencia de nivel entre dos puntos del sistema.
- ✓ Conductoras de bombeo: En este caso es necesario imprimirle una energía adicional al fluido (bombeo) para vencer una diferencia de nivel adversa entre dos puntos del sistema.

2- Atendiendo al régimen de circulación del flujo:

- ✓ Conductora a presión: En las que el fluido circula a presión en todo momento dentro del conducto.
- ✓ Conductora libre: Son aquellas en las que el flujo circula en una sección parcialmente llena del conducto a lo largo de este.
- ✓ Conductora mixta: Son aquellas en las que el fluido circula a presión por un tramo del conducto y libre por otro.

1.3.5. Redes de distribución.

En el caso de las redes de distribución, los elementos constituyentes son principalmente las tuberías, depósitos, estaciones de bombeo, válvulas, etc.

1.3.5.1. Tipos de redes de abastecimiento según su topología:

Atendiendo a como están conectadas las tuberías entre sí se pueden distinguir los siguientes tipos de redes:

- ❖ Ramificadas.

❖ Malladas.

❖ Mixtas.

Una red ramificada pura solo puede tener un punto de alimentación, ya que en caso contrario pasaría a ser mallada, pues sólo con la ecuación de continuidad no sería posible determinar la proporción de caudal que debería entrar desde cada uno de los puntos de alimentación.

En las redes malladas, los caudales circulantes por las conducciones no quedan definidos aplicando únicamente las ecuaciones de continuidad, sino que es necesario para determinarlos, utilizar ecuaciones de equilibrio de mallas.

En redes mixtas, se podrán calcular de forma inmediata los caudales circulantes en las arterias ramificadas, pero no en las mallas.

En los sistemas ramificados el agua solo puede seguir un camino para llegar a cada uno de los nodos del sistema, mientras que en las malladas las posibilidades son múltiples: como mínimo son posibles dos caminos diferentes. Ello se traduce en una mayor seguridad en el suministro, pues en caso de corte en una conducción existen caminos alternativos para la alimentación de los nodos de la red que hayan quedado desabastecidos. Esta es la principal razón por la que se utilizan redes malladas en los sistemas de abastecimiento sobre todo en las conducciones principales que abastecen a un gran número de usuarios. En otro tipo de redes tales como las redes de riego, las redes de suministro interior en viviendas o redes de servicio de industrial el valor de la garantía de suministro es menor y por ello con frecuencia suelen ser ramificadas.(Cabrera 1996)

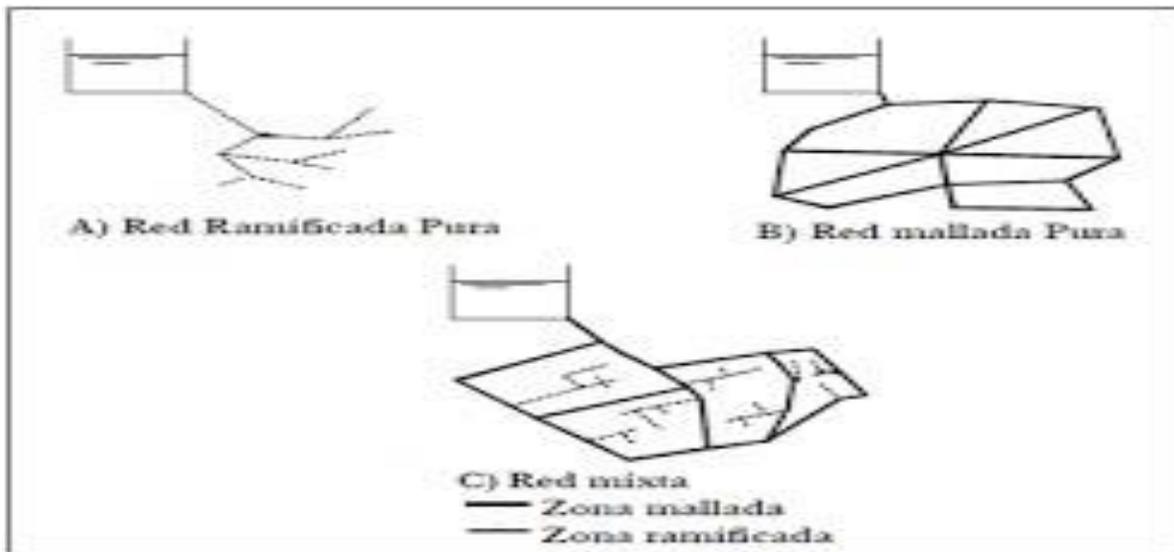


Fig.1.2. Ejemplos de diferentes tipos de redes.

1.3.6. Elementos complementarios de un sistema de abastecimiento de agua.

Como elementos complementarios pueden agruparse de acuerdo con la función que realizan estos en: válvulas, elementos de medida y control, y otros elementos a instalar.

1.3.6.1. Válvulas:

Las válvulas están presentes en un gran número en una red de distribución, realizando diversas funciones. La mayoría de ellas se utilizan como elementos que permiten aislar tramos de la red de distribución para realizar operaciones de mantenimiento. Para este tipo de válvulas, a título orientativo se recogen las cifras correspondientes a una ciudad española de unos 500 000 habitantes:

- ✓ 10 válvulas por cada km de tuberías (valor medio)
- ✓ 3 válvulas por ha (centro ciudad)
- ✓ 15 válvulas por km de tubería (centro ciudad)

Las válvulas a instalar en una red de distribución pueden clasificarse, con arreglo a la función que desempeña, en: (Greene 1988)

- Válvulas de seccionamiento.
- Válvulas de control.
- Válvulas de retención.
- Válvulas de regulación.

-
- Ventosas.
 - Válvulas de protección.
 - Válvulas de control de depósitos.



Fig.1.3 Ejemplos de diferentes tipos de válvulas.

1.3.6.2. Elementos de medidas y control.

Su finalidad es la de proporcionar un conocimiento de las principales variables físicas que nos indiquen el estado de la red. Aunque su utilización es siempre recomendable y en algunos casos resulta imprescindible (sobre todo en sistemas complejos y/o de grandes dimensiones), en la práctica su uso está limitado por cuestiones económicas. No incluimos dentro de esta descripción a los contadores de los abonados, sin duda los más ampliamente presentes.

Además, las variables que podríamos denominar hidráulicas (presión, nivel y caudal o volumen) existen una serie de variables adicionales que es preciso conocer, como, por ejemplo, posición de válvulas, estado de bombas, velocidad de giro de las mismas. Asimismo, es necesario disponer de datos de variables de tipo eléctrico, potencia, tensión, energía consumida, etc.(Fuentes 2002) Los principales tipos de medidores que puede encontrarse en una red de abastecimiento de agua son:

- Medidores de presión.
- Medidores de nivel.
- Medidores de caudal / volumen.
- Medidores de cloro.

Otros elementos a instalar.

Entre los otros elementos a instalar para que cumplan determinada función, se encuentran los siguientes:

- Desagües.
- Hidrantes de extinción de incendios.
- Acometidas.(Vivancos 2002)

Programas más usados en la actualidad para la modelación de cálculos hidráulicos.

Epanet: es un programa para computador para el análisis de sistemas de distribución de agua potable. El programa es de dominio público y es desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos. El programa es capaz de trabajar con períodos de simulación sobre hidráulica y el comportamiento de la calidad de las aguas dentro de una red presurizada, además de estar diseñada para ser "una herramienta de investigación que mejore nuestro conocimiento del movimiento y destino del agua potable y sus constituyentes en una red de aguas". Si bien fue diseñado para agua potable también puede ser utilizado para el análisis de cualquier fluido no compresible con flujo a presión.

El programa permite realizar análisis hidráulicos de redes de tuberías a partir de las características físicas de las tuberías y dinámicas de los nodos (consumos) para obtener la presión y los caudales en nodos y tuberías respectivamente. Adicionalmente, EPANET permite el análisis de calidad de agua a través del cual es posible determinar el tiempo de viaje del fluido desde las fuentes (depósitos y embalses), hasta los nodos del sistema.

Entre los elementos que puede simular el programa se encuentran fundamentalmente tubos, nodos, depósitos y embalses (referencias de carga constante) y adicionalmente permite utilizar elementos más complejos como bombas y válvulas. (Rossman 2001)

FlowMaster: ayuda a realizar cálculos hidráulicos para docenas de tipos de elementos, desde tuberías y canales abiertos hasta entradas de goteo y vertederos: mejora la productividad del diseño, con el consiguiente ahorro de costos. Es un modelo fácil y potente que permite una sencilla ejecución, ya que solucionará problemas reales en cuestión de minutos.

Diseño de tuberías de presión: realiza una verificación o rápidos diseños introduciendo la información conocida y calculando automáticamente la longitud de la tubería, las elevaciones y presiones de arranque y paro, descarga, diámetro y rugosidad.

Hidráulica de entradas y cunetas: diseña y analiza entradas de rejillas, cunetas, acequias y ranuras usando cálculos basados en las metodologías de las circulares.

Hidráulica de canales abiertos: diseña y analiza canales, acequias y tuberías superficiales libres de cualquier forma, incluidos canales circulares, cajas, elípticos, parabólicos e irregulares.

Modelado de vertederos y orificios: cálculo del tamaño de los vertederos considerando la descarga, coeficientes de vertederos y cresta, elevaciones aguas arriba y aguas abajo para los tipos rectangulares, de cresta ancha o tamaño personalizado.(Bentley)

Software Bentley HAMMER: Bentley HAMMER es un software que se especializa en el análisis del transitorio hidráulico, la localización de problemas en el sistema y la determinación de las estrategias apropiadas para el control de este fenómeno. El motor de cálculo de Bentley HAMMER para el análisis dinámico de transitorios hidráulicos está basado en el Método de las Características (MOC). Los principales investigadores del fenómeno del transitorio están de acuerdo en que el Método de las Características, es el más adecuado para resolver rigurosamente las ecuaciones de continuidad y momentum del fenómeno tanto en sistemas simples como complejos. Este software permite simular el impacto de una amplia variedad de equipos destinados a proteger el sistema frente a los efectos del Golpe de Ariete. El usuario puede seleccionar más de 20 dispositivos y ejecutar un número ilimitado de escenarios de operación, para desarrollar y definir la estrategia más adecuada encaminada a la mitigación de la sobrepresión.

Por otra parte, presenta herramientas de análisis y visualización de datos que permiten capturar el rápido movimiento del fenómeno del transitorio, determinar su impacto en el sistema, y seleccionar el equipo más adecuado para la protección del mismo.(Bentley)

Software WaterGEMS V8 i: WaterGEMS es una herramienta de ayuda para la toma de decisiones completa y fácil de usar para los profesionales del agua que diseñan, planifican y operan sistemas de distribución de agua. El software le ayuda a mejorar su conocimiento acerca del comportamiento de la infraestructura como un sistema, la forma en que reacciona ante las estrategias operativas y cómo debe crecer a medida que aumenta la población y las demandas.

Desde las simulaciones de flujos de agua y de calidad del agua hasta el análisis de costos críticos y energéticos, WaterGEMS tiene todo lo que necesita en un entorno flexible multi-plataforma.

WaterGEMS le proporciona numerosas herramientas de software para:

- **Planificación inteligente para la fiabilidad del sistema:** la capacidad de la red de agua para atender adecuadamente a sus clientes debe evaluarse siempre que se prevea un crecimiento del sistema. Con WaterGEMS, podrá identificar con eficacia las áreas potencialmente problemáticas, adaptar el crecimiento en las áreas de servicio y planificar las mejoras de capital.
- **Operaciones optimizadas para la eficiencia del sistema:** el modelado realista del funcionamiento de sistemas de agua complejos puede resultar difícil. Con WaterGEMS, modele las bombas con precisión, optimice las estrategias de bombeado y planifique las paradas y las operaciones rutinarias de mantenimiento para minimizar las interrupciones.
- **Soporte fiable a las decisiones sobre renovaciones de activos para la sustentabilidad del sistema:** cuando llega el momento de renovar o sustituir su infraestructura de agua, la cantidad de información relacionada con el activo que debe tomarse en cuenta puede resultar abrumadora. Las herramientas de WaterGEMS como Pipe Renewal Planner facilita mucho la tarea analizando y comparando múltiples variables para dar prioridad a las decisiones de renovación. (Bentley , Mays 2002)

1.3.7 Etapas de construcción

Las etapas de construcción estarán determinadas por los distintos objetos de obras a realizar, los que podrán realizarse por etapas o simultáneos dependiendo de las brigadas de construcción disponibles. Descripción de los trabajos más importantes a ejecutar.

- a) Replanteo del eje de las tuberías y de los distintos objetos de obras propuestos como la planta potabilizadora y los distintos tanques que se proponen.
- b) Limpieza del área de construcción.
- c) Traslado de tuberías y accesorios a la obra.
- d) Excavación de zanjas para tubería, colocación del material excavado a caballero y extracción de las rocas duras
- e) Colocación de tuberías y accesorios.
- f) Rehíncho parcial de la tubería con material acopiado a caballero y excavación en préstamo de ser necesario.
- g) Realización de las pruebas hidráulicas.

-
- h) Rehíncho mecanizado hasta el nivel del terreno.
 - i) Pruebas de compactación.
 - j) Reposición de pavimento, aceras y acometidas.
 - k) Funcionamiento del sistema.(Vela, Martínez et al. 1994)

Capítulo: 2 Determinación de las poblaciones y cálculos hidráulicos.

El siguiente proyecto pretende suministrar el agua potable a los poblados comprendidos utilizando la gravedad para un mínimo de los costos al realizar la obra. Para ello se pretende utilizar como fuente de agua el Embalse Palmarito el cual enviará el agua hasta San Juan de los Yeras de forma forzada utilizando para ello una estación de bombeo de aproximadamente 73 m de carga hasta la planta potabilizadora que será la encargada de purificar esta agua para hacerla potable al consumo humano según rigen las normas cubanas de calidad.(NC 1021 2014, NC 10523 2016)

2.1 Determinación de población actual y futura.

Para el diseño de los sistemas de abasto se realizó un análisis detallado de las poblaciones de cada una de las localidades para la determinación de las poblaciones futuras y de esta forma propiciar la funcionabilidad de estas instalaciones por 25 años. En la obtención de las poblaciones actuales de las localidades, se utilizó el censo poblacional del año 2012 y el documento que emite la ONEI (Oficina nacional de estadística informativa) del 2016 el cual brindo los siguientes datos:(CPV 2012, ONEI 2016)

Tabla 1. Población por zona de residencia, municipio y Consejo Popular. CPV 2012

| Prov/Mcpio/Consejo Popular | Total | Urbana | Rural |
|----------------------------|-------|--------|-------|
| 26 de Julio | 3179 | 1427 | 1752 |
| Santo Domingo | 19845 | - | - |

| | | | |
|-----------------------|-------|-------|------|
| Osvaldo Herrera | 1591 | 3 | 1588 |
| San Juan de los Yeras | 7138 | 6784 | 354 |
| 10 de Octubre | 2125 | 2 | 2123 |
| Esperanza | 13209 | 11145 | 2064 |
| Jicotea | 5775 | 2838 | 2937 |
| Ranchuelo Centro | 7410 | 6971 | 439 |

2.1.1 Métodos de cálculo para la población futura.

Para la determinación de las poblaciones futuras existen dos métodos de cálculo el aritmético y el geométrico.(Cabrera 1996)

Método aritmético

$$Pf = Pa \cdot (1 + (\# \& / 100))$$

Pf: Población futura

Pa: Población actual

#: Cantidad de años a proyectar

&: Tasa de crecimiento

Método Geométrico

$$Pf = Pa \cdot (1 + \&)^{(\# - \text{act})}$$

Pf: Población futura

&: Tasa de crecimiento

#: año para el cual se va a proyectar **act:**

Año actual

En este trabajo se utilizó el método aritmético para determinar las poblaciones futuras de cada localidad ya que contábamos con las poblaciones actuales y tasa de crecimiento de cada poblado.

Población futura para el año 2045

Tabla 2.1.1 Poblaciones de los poblados para el año 2045

| Municipio/Pueblo | Población Total hab |
|-----------------------|---------------------|
| RANCHUELO | 17812 |
| Osvaldo Herrera | 1596 |
| San Juan de los Yeras | 7161 |
| 10 de Octubre | 2132 |
| Esperanza | 13250 |
| Jicotea | 5780 |
| SANTO DOMINGO | 25799 |
| 26 de Julio | 5589 |

2.2. Determinación de la demanda de agua potable en los poblados.

Luego de obtener las poblaciones futuras se determinaron los gastos para las demandas máximo diario y la demanda máxima horaria, para ello utilizamos la norma NC 973. Determinación de la demanda de agua potable en poblaciones urbanas:(NC 973 2013)

Consumo medio: Cociente del consumo total anual entre 365 días y se estima como demanda media por el producto de la población servida por la dotación. Está dado por la expresión siguiente:

$$Q_{\text{medio}} = \frac{\text{población} \times \text{dotación}}{86400} \text{ (expresado en L/s)}$$

Consumo máximo diario: Consumo que se produce en el día de mayor consumo del año. Se denota en la presente norma como $Q_{\text{max.d}}$ y se expresa en términos de caudal en litros por segundos (L/s) con la expresión:

$$Q_{\text{max.d}} = Q_{\text{medio}} \times K1$$

Consumo máximo horario: Consumo máximo que se presenta en la hora de mayor consumo dentro del día de máxima demanda. Para la presente norma se denota por $Q_{\text{max.H}}$ y se expresa en L/s con la expresión siguiente:

$$Q_{\text{max.H}} = Q_{\text{max.d}} \times K2$$

Coefficiente de irregularidad diaria: Relación entre el consumo máximo diario ($Q_{\max.d}$) y el consumo medio (Q_{medio}), representándose por el término K_1 tal que:

$$K_1 = Q_{\max.d} / Q_{\text{medio}}$$

Coefficiente de irregularidad horaria: Relación entre el consumo máximo horario y el consumo medio del día de máxima demanda de agua, señalándose por K_2 y representada por la expresión:

$$K_2 = Q_{\max.d} / Q_{\text{medio}} \times K_1 = Q_{\max.H} / (Q_{\max.d} / 24)$$

Coefficiente del gasto máximo horario: Relación entre el consumo máximo horario y el consumo medio anual, señalándose por K_h tal que:

$$K_h = Q_{\max.H} / Q_{\text{medio}} = K_1 \times K_2$$

2.2.1. Valores de dotación (Dot) y coeficientes de irregularidad para el cálculo de la demanda de agua según el tamaño de la población.

Tabla 2.2.1. Dotación en litros por habitantes al día (L / hab. d)

| Tamaño de la población en miles de personas | Según el uso | | | | |
|---|--------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------|
| | Doméstico | Comercial y público | Industrias locales | Propio del sistema | Total |
| Menos de 2,0 | 130 | 20 | 3 | 2 | 155 |
| 2,0—10,0 | 145 | 55 | 7 | 3 | 210 |
| 10,0—25,0 | 165 | 62 | 8 | 5 | 240 |
| 25,0—50,0 | 175 | 77 | 8 | 5 | 265 |
| 50,0—100,0 | 185 | 90 | 9 | 6 | 290 |
| 100—250,0 | 195 | 95 | 20 | 10 | 320 |
| 250—500,0 | 205 | 105 | 25 | 10 | 345 |
| Más — 500 | 210 | 110 | 30 | 10 | 360 |

Tabla 2.2.2. Coeficientes de irregularidad

| Tamaño de la población en miles de personas | Coeficientes de irregularidad | | |
|---|-------------------------------|-------------------|------------------------|
| | Diario (K_1) | Horario (K_2) | Max. horario (K_h) |
| Menos de 2,0 | 1,65 | 1,90 | 3,14 |
| 2,0—10,0 | 1,60 | 1,80 | 2,88 |
| 10,0—25,0 | 1,55 | 1,69 | 2,63 |
| 25,0—50,0 | 1,50 | 1,63 | 2,45 |
| 50,0—100,0 | 1,45 | 1,58 | 2,30 |
| 100,0—250,0 | 1,35 | 1,58 | 2,13 |
| 250,0—500,0 | 1,30 | 1,57 | 2,04 |
| Más — 500,0 | 1,25 | 1,56 | 1,95 |

A continuación se mostrará el procedimiento de cálculo de las demandas necesarias para cada poblado:

Ranchuelo

Se conoce que la población para el año 2045 es de 17812 hab, por lo que la dotación es de 240 L/hab.d y los coeficientes de irregularidad diaria, horaria y del gasto máximo horario son de 1,55, 1,69 y 2,63 respectivamente. Luego mediante las expresiones siguientes obtenemos las demandas necesarias del poblado:

$$\bullet Q_{\text{medio}} = \frac{\text{población} \times \text{dotación}}{86400} = \frac{17812 \times 240}{86400} = 49,48 \text{ L/s}$$

$$\bullet Q_{\text{máx.d}} = Q_{\text{medio}} \times K1 = 49,48 \times 1,55 = 76,69 \text{ L/s}$$

$$\bullet Q_{\text{máx.H}} = Q_{\text{máx.d}} \times K2 = 76,69 \times 1,69 = 129,61 \text{ L/s}$$

Osvaldo Herrera

Se conoce que la población para el año 2045 es de 1596 hab, por lo que la dotación es de 155 L/hab.d y los coeficientes de irregularidad diaria, horaria y del gasto máximo horario son de 1,65, 1,9 y 3,14 respectivamente (datos tomados de la NC 973:2013).

Luego mediante las expresiones siguientes obtenemos las demandas necesarias del poblado:

$$\bullet Q_{\text{medio}} = \frac{\text{población} \times \text{dotación}}{86400} = \frac{1596 \times 155}{86400} = 2,86 \text{ L/s}$$

$$\bullet Q_{\text{máx.d}} = Q_{\text{medio}} \times K1 = 2,86 \times 1,65 = 4,72 \text{ L/s}$$

$$\bullet Q_{\text{máx.H}} = Q_{\text{máx.d}} \times K2 = 4,72 \times 1,9 = 8,98 \text{ L/s}$$

San Juan de los Yeras

Se conoce que la población para el año 2045 es de 7161 hab, por lo que la dotación es de 210 L/hab.d y los coeficientes de irregularidad diaria, horaria y del gasto máximo horario son de 1,6, 1,8 y 2,88 respectivamente (datos tomados de la NC 973:2013).

Luego mediante las expresiones siguientes obtenemos las demandas necesarias del poblado:

$$\bullet Q_{\text{medio}} = \frac{\text{población} \times \text{dotación}}{86400} = \frac{7161 \times 210}{86400} = 17,41 \text{ L/s}$$

$$\bullet Q_{\text{máx.d}} = Q_{\text{medio}} \times K1 = 17,41 \times 1,6 = 27,85 \text{ L/s}$$

• $Q_{\text{máx.H}} = Q_{\text{máx.d}} \times K2 = 27,85 \times 1,8 = 50,13 \text{ L/s}$

10 de Octubre

Se conoce que la población para el año 2045 es de 2132 hab, por lo que la dotación es de 210 L/hab.d y los coeficientes de irregularidad diaria, horaria y del gasto máximo horario son de 1,6, 1,8 y 2,88 respectivamente (datos tomados de la NC 973:2013).

Luego mediante las expresiones siguientes obtenemos las demandas necesarias del poblado:

• $Q_{\text{medio}} = \frac{\text{población} \times \text{dotación}}{86400} = \frac{2132 \times 210}{86400} = 5,18 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.d}} = Q_{\text{medio}} \times K1 = 5,18 \times 1,6 = 8,29 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.H}} = Q_{\text{máx.d}} \times K2 = 8,29 \times 1,8 = 14,92 \text{ L/s}$

Espreanza

Se conoce que la población para el año 2045 es de 13250 hab, por lo que la dotación es de 240 L/hab.d y los coeficientes de irregularidad diaria, horaria y del gasto máximo horario son de 1,55, 1,69 y 2,63 respectivamente (datos tomados de la NC 973:2013).

Luego mediante las expresiones siguientes obtenemos las demandas necesarias del poblado:

• $Q_{\text{medio}} = \frac{\text{población} \times \text{dotación}}{86400} = \frac{13250 \times 240}{86400} = 36,81 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.d}} = Q_{\text{medio}} \times K1 = 36,81 \times 1,55 = 57,05 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.H}} = Q_{\text{máx.d}} \times K2 = 57,05 \times 1,69 = 96,41 \text{ L/s}$

Jicotea

Se conoce que la población para el año 2045 es de 5780 hab, por lo que la dotación es de 210 L/hab.d y los coeficientes de irregularidad diaria, horaria y del gasto máximo horario son de 1,6, 1,8 y 2,88 respectivamente (datos tomados de la NC 973:2013).

Luego mediante las expresiones siguientes obtenemos las demandas necesarias del poblado:

• $Q_{\text{medio}} = \frac{\text{población} \times \text{dotación}}{86400} = \frac{5780 \times 210}{86400} = 14,05 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.d}} = Q_{\text{medio}} \times K1 = 14,05 \times 1,6 = 22,48 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.H}} = Q_{\text{máx.d}} \times K2 = 22,48 \times 1,8 = 40,46 \text{ L/s}$

Santo Domingo

Se conoce que la población para el año 2045 es de 25799 hab, por lo que la dotación es de 265 L/hab.d y los coeficientes de irregularidad diaria, horaria y del gasto máximo horario son de 1,5, 1,63 y 2,45 respectivamente (datos tomados de la NC 973:2013).

Luego mediante las expresiones siguientes obtenemos las demandas necesarias del poblado:

• $Q_{\text{medio}} = \frac{\text{población} \times \text{dotación}}{86400} = \frac{25799 \times 265}{86400} = 79,13 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.d}} = Q_{\text{medio}} \times K1 = 79,13 \times 1,5 = 118,69 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.H}} = Q_{\text{máx.d}} \times K2 = 118,69 \times 1,63 = 193,47 \text{ L/s}$

26 de Julio

Se conoce que la población para el año 2045 es de 5589 hab, por lo que la dotación es de 210 L/hab.d y los coeficientes de irregularidad diaria, horaria y del gasto máximo horario son de 1,6, 1,8 y 2,88 respectivamente (datos tomados de la NC 973:2013).

Luego mediante las expresiones siguientes obtenemos las demandas necesarias del poblado:

• $Q_{\text{medio}} = \frac{\text{población} \times \text{dotación}}{86400} = \frac{5589 \times 210}{86400} = 13,58 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.d}} = Q_{\text{medio}} \times K1 = 13,58 \times 1,6 = 21,74 \text{ L/s}$

• $Q_{\text{máx.H}} = Q_{\text{máx.d}} \times K_2 = 21,74 \times 1,8 = 39,12 \text{ L/s}$

A continuación, se presenta una tabla resumen con las demandas necesarias de cada poblado calculadas anteriormente según las poblaciones del censo del 2012.

Tabla 2.2.3. Resumen de Gastos Medio, Máximo diario y Máximo Horario

| Municipio/Pueblo | Población Total hab | Dotación L/hab.d | Consumo medio (Qmed) L/s | Coefficiente de irregularidad diaria k1 | Coefficiente de irregularidad horaria k2 | Coefficiente de gasto máximo horario kh | Consumo máx diario (Qmax.d) L/s | Consumo máx horario (Qmax.H) L/s |
|-----------------------|------------------------|---------------------|--------------------------------|--|---|--|---------------------------------------|--|
| Ranchuelo | 17812 | 240 | 49,48 | 1,55 | 1,69 | 2,63 | 76,69 | 129,61 |
| Oswaldo Herrera | 1596 | 155 | 2,86 | 1,65 | 1,9 | 3,14 | 4,72 | 8,98 |
| San Juan de los Yeras | 7161 | 210 | 17,41 | 1,6 | 1,8 | 2,88 | 27,85 | 50,13 |
| 10 de Octubre | 2132 | 210 | 5,18 | 1,6 | 1,8 | 2,88 | 8,29 | 14,92 |
| Esperanza | 13250 | 240 | 36,81 | 1,55 | 1,69 | 2,63 | 57,05 | 96,41 |
| Jicotea | 5780 | 210 | 14,05 | 1,6 | 1,8 | 2,88 | 22,48 | 40,46 |
| Santo Domingo | 25799 | 265 | 79,13 | 1,5 | 1,63 | 2,45 | 118,69 | 193,47 |
| 26 de Julio | 5589 | 210 | 13,58 | 1,6 | 1,8 | 2,88 | 21,74 | 39,12 |

2.3 Determinación de los volúmenes de los tanques

A partir de la población futura para la cual se va a realizar este proyecto se determinó cuáles serían los volúmenes de los tanques de cada poblado en dependencia de sus demandas específicas, para esto utilizamos la norma NC 53-121 Acueducto. Especificaciones de proyecto.

De forma general, los tanques son obras de regulación que comprenden los depósitos dentro del sistema de acueducto para proporcionar los caudales complementarios en los períodos críticos y asegurar el servicio eficiente en la red.

El lugar para la ubicación de los tanques se basa en los siguientes aspectos:

- área de mayor altura en relación con la zona a abastecer
- posibilidad de utilización de áreas complementarias o cercanas que faciliten los trabajos de construcción
- adecuada capacidad soportante del suelo
- facilidad de drenaje
- cercanía de la distribución de agua al centro de gravedad del sistema
- Para determinar la situación del tanque con respecto a la fuente de abasto se analiza según:
 - topografía del terreno
 - ubicación de la fuente de abasto
 - condiciones propias de la red acueducto

En el epígrafe 7.2 de la citada norma se especifica que para el cálculo del volumen del tanque debe tomarse de un 30 a un 50 % del $Q_{max.d}$ y para este trabajo se ha tomado el 50 % de dicha demanda. En el cálculo realizado para obtener los volúmenes de los tanques se consideró distribuir desde un mismo depósito varios asentamientos. (NC 53-121 1984)

- Cálculo para determinar los volúmenes de los tanques

$$\text{Vol.T} = 50\% * Q_{max.d} * 86400$$

Vol.T: Volumen del Tanque (m^3)

$Q_{max.d}$: Caudal Máximo Diario (m^3/s)

Nota: Se multiplica por 86400 porque estos son los segundos que tiene un día y se realiza este cálculo para obtener los resultados en m^3 ya que el $Q_{max.d}$ tiene como unidad de medida L/s y como un m^3 son 1000 L se divide entre 1000 para obtener los resultados en m^3/s y al multiplicar esto por la cantidad de segundos que posee un día obtenemos el resultado en m^3

Tanque San Juan de los Yeras y Osvaldo Herrera

$$Q_{\max.d} = 33 \text{ l/s} = 0,033 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Vol.T} = 0,5 * 0,033 * 86400 = 1425,6 \text{ m}^3$$

Tanque de Ranchuelo y 10 de Octubre

$$Q_{\max d} = 85 \text{ l/s} = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Vol.T} = 0,5 * 0,085 * 86400 = 3672 \text{ m}^3$$

Tanque de Esperanza y Jicotea

$$Q_{\max d} = 80 \text{ l/s} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Vol.T} = 0,5 * 0,080 * 86400 = 3456 \text{ m}^3$$

Tanque de Santo Domingo y 26 de Julio

$$Q_{\max d} = 140 \text{ l/s} = 0,140 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Vol.T} = 0,5 * 0,140 * 86400 = 6048 \text{ m}^3$$

Nota: A este volumen del tanque se le añaden 115 m³ que establece la norma cubana (NC 53-121 1984) los cuales serán utilizados en caso de incendio y de lo contrario se mantendrán en forma de reserva dentro del tanque sin ser utilizados.

Tanque San Juan de los Yeras y Osvaldo Herrera

$$\text{Vol.T} = 1425,6 + 115 = 1540.6 \text{ m}^3$$

Tanque de Ranchuelo y 10 de Octubre

$$\text{Vol.T} = 3672 + 115 = 3787 \text{ m}^3$$

Tanque de Esperanza y Jicotea

$$\text{Vol.T} = 3456 + 115 = 3571 \text{ m}^3$$

Tanque de Santo Domingo y 26 de Julio

$$\text{Vol.T} = 6048 + 115 = 6163 \text{ m}^3$$

Los tanques que se utilizarán serán de 4,20 m de altura, teniendo en cuenta su volumen a partir de la fórmula:

$$V = A * H$$

Podemos conocer su área a partir de su despeje quedando de la siguiente forma:

$$A = V/H$$

A: Área del tanque (m²)

V: Volumen del tanque (m³) H:

Altura del tanque (m)

Por lo que las áreas correspondientes para cada tanque se corresponden con las siguientes:

Área del Tanque San Juan de los Yeras y Osvaldo Herrera

$$A = 1540,6/4,2 = 36681 \text{ m}^2$$

Área del Tanque de Ranchuelo y 10 de Octubre

$$A = 3787/4,20 = 901,67$$

Área del Tanque de Esperanza y Jicotea

$$A = 3571/4,2 = 850,24$$

Área del Tanque de Santo Domingo y 26 de Julio

$$A = 6163/4,20 = 1467,38$$

Luego de haber obtenido estas áreas se decidió aumentar su tamaño en un 10% para estar del lado de la seguridad y garantizar que el agua que se va a llevar a los poblados lleguen de manera eficiente previendo con ello cualquier déficit por causa de poco almacenamiento en los tanques.

$$A_f = A + (10\% * A)$$

A_f: Área final de los tanques (m²)

A: Área de los tanques antes de aumentar el 10% (m²)

Área Final del **Tanque San Juan de los Yeras y Osvaldo Herrera**

$$Af = 36681 + (0,1 * 36681) = 403,49 = 404 \text{ m}^2$$

Área Final del **Tanque de Ranchuelo y 10 de Octubre**

$$Af = 901,67 + (0,1 * 901,67) = 991,83 = 992 \text{ m}^2$$

Área Final del **Tanque de Esperanza y Jicotea**

$$Af = 850,24 + (0,1 * 850,24) = 935,26 = 936 \text{ m}^2$$

Área Final del **Tanque de Santo Domingo y 26 de Julio**

$$Af = 1467,38 + (0,1 * 1467,38) = 1614,11 = 1615 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, los volúmenes de los tanques aumento debido a que su área fue incrementada en un 10% quedando estos volúmenes de la siguiente manera:

$$\text{Vol.Ft} = Af * H$$

Vol.Ft: Volumen final del tanque (m³)

Af: Área final del tanque (m²)

H: Altura del tanque (m)

Tanque San Juan de los Yeras y Osvaldo Herrera

$$\text{Vol.Ft} = 404 * 4,2 = 1696,8 \text{ m}^3$$

Tanque de Ranchuelo y 10 de Octubre

$$\text{Vol.Ft} = 992 * 4,2 = 4166,4 \text{ m}^3$$

Tanque de Esperanza y Jicotea

$$\text{Vol.Ft} = 936 * 4,2 = 3931,2 \text{ m}^3$$

Tanque de Santo Domingo y 26 de Julio

$$\text{Vol.Ft} = 1615 * 4,2 = 6783 \text{ m}^3$$

Tabla 2.3.1. Tabla resumen del volumen de los tanques.

| Tanques | Poblados | Q máx diario (L/s) | 50% Q máx diario (L/s) | Volumen (m³) |
|----------------|---|---------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| Tanque 1 | San Juan de los Yeras y Osvaldo Herrera | 33 | 16,5 | 1696,8 |
| Tanque 2 | Esperanza y Jicotea | 80 | 40 | 3931,2 |
| Tanque 3 | Ranchuelo y 10 de Octubre | 85 | 42,5 | 4166,4 |
| Tanque 4 | Santo Domingo y 26 de Julio | 140.43 | 70 | 6783 |

Después de realizar un análisis detallado de toda la topografía del terreno se determinaron cuales seria las ubicaciones de los tanques que se colocaran apoyados sobre el terreno en cada poblado.

Los distintos objetos de obra se ubicarán en las cotas que se muestran a continuación:

- ✚ Planta Potabilizadora San Juan de Los Yeras a proyectar con un gasto de 338 L/s: Localizada en las coordenadas $x= 591.769$ $y= 277.798$
- ✚ Tanque Regulador San Juan de Los Yeras - Osvaldo Herrera a proyectar: Localizado en las coordenadas $x=591.498$; $y= 277.873$
- ✚ Tanque Regulador Ranchuelo - 10 de Octubre a proyectar: Localizado en las coordenadas $x=588.574$; $y= 280.349$
- ✚ Tanque Regulador Esperanza - Jicotea a proyectar: Localizado en las coordenadas $x= 591.863$; $y= 291.155$
- ✚ Tanque Regulador Santo Domingo - 26 de Julio: Localizado en las coordenadas $x=579.104$; $y= 303.927$

Tabla 2.3.2 Cotas topográficas del esquema hidráulico

| Obras | Cotas de las Obras (m) |
|--|------------------------|
| Planta Potabilizadora San Juan | 155 |
| Tanque San Juan - Osvaldo Herrera | 152 |
| Tanque Ranchuelo - 10 de Octubre | 130 |
| Tanque Esperanza - Jicotea | 120 |
| Tanque Santo Domingo – 26 de Julio | 55 |
| Estación de Bombeo en la Presa Palmarito | 96 |
| Obra de Toma en la Presa Palmarito | 94 |

2.4. Análisis hidráulico para la determinación de los diámetros idóneos de las conductoras.

Para la determinación de los diámetros de las tuberías nos basamos en el instructivo de PEAD con sus consideraciones.

En dicha tesis se utilizó tuberías de PEAD para los cálculos, por lo que una herramienta fundamental lo genero el Instructivo de PEAD, en este caso la 3ra versión Primera Parte

Este instructivo se destina a exponer las instrucciones, indicaciones de trabajo para facilitar las actividades de diseño de las tuberías de polietileno que se utilicen en los conductos para trasvasar agua a presión.

Este material es la materia prima que se utiliza en la fabricación de las tuberías, se produce a partir de la polimerización del etileno y es el fruto de un largo proceso de investigación y desarrollo llevado a cabo por los fabricantes de polímeros en los laboratorios que presenta excelentes propiedades físico químicas como: resistencia a la rotura, a la tensión y su maleabilidad.

La estructura molecular de los polímeros que utilizan en la fabricación de tuberías garantiza que estos mantengan sus propiedades mecánicas con un amplio margen de seguridad que cubre al menos 500000 horas de servicio ininterrumpido a su presión nominal y a una temperatura de 20° C

A partir de las características antes mencionadas y otras son recogidas en el Instructivo, se puede afirmar que el PEAD (Polietileno de Alta Densidad) juega un papel significativo hoy en día en nuestro país produciéndose en 3 fábricas que cumplen con las normas nacionales e internacionales establecidas para obtener este tipo de producto. (Instructivo De PEAD , NC 969 2013)

2.4.1. Cálculo del diámetro idóneo de los conductos.

Para obtener los diámetros idóneos de los conductos nos basamos en las fórmulas siguientes:

A partir de la fórmula:

$$Q=A*V$$

Q: Caudal en m³/s

A: Área de la tubería

V: Velocidad de circulación del fluido

D: Diámetro de la tubería

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

Conociendo los caudales y la velocidad de circulación mínima de 1 m/s, despejamos y obtenemos el diámetro del conducto para cada tramo.(Vidal, Martínez et al. 1994)

$$D = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V}}$$

Después de tener calculados los caudales que deben circular para abastecer a los poblados de forma eficiente, se calculan los distintos diámetros que tendrá la conductora, debido a que estos diámetros varían a medida que van distribuyendo el caudal hacia los distintos depósitos (Herrera. 2012) para esto se utilizaron tuberías de PEAD de producción nacional cuyas características aparecen a continuación.

Tabla.2.4. Dimensiones y tolerancias permitidas en tuberías de PEAD

| | SDR 7.4 | | SDR 9 | | SDR 11 | | SDR 13.6 | | SDR 17 | | SDR 21 | | SDR 26 | | SDR 33 | |
|-------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|
| | PN 10 | | PN 8 | | PN 6 | | PN 5 | | PN 4 | | - | | - | | - | |
| | PN 16 | | PN 12.5 | | PN 10 | | PN 8 | | PN 6 | | PN 5 | | PN 4 | | - | |
| | PN 20 | | PN 16 | | PN 12.5 | | PN 10 | | PN 8 | | PN 6 | | PN 5 | | PN 4 | |
| | PN25 | | PN20 | | PN 16 | | PN 12.5 | | PN 10 | | PN 8 | | PN 6 | | PN 5 | |
| ϕ Nominal | Peso Kg./m | ϕ_{Int} mm |
| 16 | 0.101 | 11.4 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 20 | - | - | 0.13 | 15.4 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 25 | - | - | - | - | 0.17 | 20.4 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 32 | - | - | - | - | 0.28 | 26.0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 40 | - | - | - | - | - | - | - | - | 0.292 | 35.2 | - | - | - | - | - | - |
| 50 | - | - | - | - | - | - | - | - | 0.453 | 44.0 | - | - | - | - | - | - |
| 63 | - | - | - | - | - | - | - | - | 0.719 | 55.4 | - | - | - | - | - | - |
| 75 | - | - | - | - | - | - | - | - | 1.01 | 66.0 | 0.818 | 67.8 | 0.675 | 69.2 | - | - |
| 90 | - | - | - | - | - | - | - | - | 1.446 | 79.2 | 1.172 | 81.4 | 0.965 | 83.0 | - | - |
| 110 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2.152 | 96.8 | 1.760 | 99.4 | 1.447 | 101.4 | - | - |
| 160 | - | - | - | - | - | - | - | - | 4.498 | 141 | 3.694 | 144.6 | 3.022 | 147.6 | - | - |
| 200 | - | - | - | - | - | - | - | - | 7.021 | 176.2 | 5.751 | 180.8 | 4.667 | 184.6 | - | - |
| 250 | - | - | - | - | - | - | - | - | 10.98 | 220.2 | 8.894 | 226.2 | 7.334 | 230.6 | - | - |
| 315 | - | - | - | - | - | - | - | - | 17.36 | 277.6 | 14.11 | 285.0 | 11.63 | 290.6 | - | - |
| 355 | - | - | - | - | - | - | - | - | 22.10 | 312.8 | 17.91 | 321.2 | 14.68 | 327.6 | - | - |
| 400 | - | - | - | - | - | - | 34.39 | 340.6 | 28.03 | 352.4 | 22.84 | 361.8 | 18.61 | 369.2 | 15.13 | 375.2 |
| 450 | - | - | - | - | - | - | 43.52 | 383.2 | 35.38 | 396.6 | 28.89 | 407.0 | 23.64 | 415.2 | 19.16 | 422.0 |
| 500 | - | - | - | - | - | - | 53.72 | 425.8 | 43.72 | 440.6 | 35.64 | 452.2 | 29.13 | 461.4 | 23.60 | 469.0 |
| 560 | - | - | - | - | - | - | 67.27 | 477.0 | 54.77 | 493.6 | 44.61 | 506.6 | 36.48 | 516.8 | 29.66 | 525.2 |
| 630 | - | - | - | - | - | - | 85.12 | 536.6 | 69.37 | 555.2 | 56.35 | 570.0 | 46.18 | 581.4 | 37.55 | 590.8 |
| 710 | - | - | - | - | - | - | 108.1 | 604.8 | 88.01 | 625.8 | 71.75 | 642.2 | 58.65 | 655.2 | 47.75 | 665.8 |
| 800 | - | - | - | - | - | - | 137.3 | 681.4 | 111.8 | 705.0 | 90.94 | 723.8 | 74.23 | 738.4 | 60.51 | 750.2 |
| 900 | - | - | - | - | - | - | - | - | 141.4 | 793.2 | 115.1 | 814.2 | 94.06 | 830.6 | 76.52 | 864.0 |
| 1000 | - | - | - | - | - | - | - | - | 175.0 | 881.4 | 142.0 | 904.6 | 115.0 | 923.6 | 94.54 | 937.8 |

Tabla: 2.4.1. Diámetros idóneos.

| Tramo de Conductor | Dn (mm) | Di (mm) |
|--|---------|---------|
| De EB avanzando 1375 m (J-4) hacia la Planta Potabilizadora (PP) | 800 | 723,8 |
| Desde J-4 hasta la entrada al tanque de Ranchuelo (J-26) avanzando 12759 m | 800 | 738,4 |
| Desde J-26 hasta J-38 prolongándose 4884 m | 630 | 581,4 |
| Desde J-38 hasta J-41 avanzando 3069 m | 630 | 570 |
| Desde J-41 hasta J-50 avanzando 4019 m | 500 | 452,2 |
| Desde J-50 hasta la entrada al tanque de Esperanza (J-73) avanzando 949 m | 500 | 461,4 |
| Desde la entrada al tanque de Esperanza (J-73) hasta la entrada al tanque de Santo Domingo avanzando 19871 m | 400 | 369,2 |
| Desde J-16 hasta el tanque que abastece a San Juan y Osvaldo Herrera avanzando 25 m | 160 | 147,6 |
| Desde J-26 hasta el tanque que abastece a Ranchuelo avanzando 491 m | 250 | 230,6 |
| Desde J-73 hasta el tanque que abastece a Esperanza avanzando 347 m | 250 | 230,6 |

Nota: Para los distintos cálculos de los tanques se utilizó el software WaterGEMS, donde se añadió diferentes tramos de tuberías que van desde los tanques hacia cada poblado, empleando en la simulación un diámetro de 1000 mm de Pn=0,6 MPa.

Este esquema se ha concebido a partir del embalse Palmarito en el cual se colocará una estación de bombeo que tendrá la toma de agua en la cota 94,35 m que es el nivel muerto del embalse.

Tabla 2.4.2. Niveles del embalse Palmarito

| Nivel de volumen muerto (m) | Nivel de aguas normales (m) | Nivel de aguas máximas (m) |
|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 94,35 | 109,66 | 110,0 |

La carga de la bomba que se empleó en las corridas del software WaterGEMS se calculó de la siguiente

forma:(Villegas Flores 2018) $H = \text{Cota Final} - \text{Cota inicial} + h_p + h_f$ $h_p =$ pérdidas en la tubería.

$$h_p = \left(\frac{279064,58 * D}{C * D^{2,63}} \right)^{1,852} * L$$

H: Carga de la bomba (m).

L: Longitud de la tubería (m).

D: Diámetro (mm).

C: Coeficiente de rugosidad de Manning.

C = 145 Para tuberías de PEAD.

Q: Caudal (l/s).

hf= Pérdidas en la estación de bombeo.

H= 155-94+7,08+4,5

H=73 m

2.4.2. Características de las conductoras.

La conductora que parte de la estación de bombeo hasta la planta potabilizadora que estará emplazada en San Juan de los Yeras conducirá el gasto total de 355 l/s, con este valor y una velocidad media en la tubería de 1 m/s se obtuvo un diámetro de 800 mm de PEAD, con Pn 8 a la salida de la estación de bombeo hasta los primeros 1375 m luego se prosigue con Pn 6 hasta la planta potabilizadora que se ubicará en San Juan de los Yeras.

Desde la planta potabilizadora saldrá una conductora que conducirá el agua por gravedad, cuyo diámetro será de 800 mm con Pn 6 hasta la entrada al tanque que se propone en Ranchuelo, la tubería de entrada a este tanque es de 250 mm, Pn 6. A la salida de la planta se derivará una tubería para entregar al tanque de San Juan de los Yeras cuyo diámetro es de 250 mm, de Pn 6.

De la entrada al tanque apoyado en Ranchuelo, continúa la tubería por gravedad con diámetro de 630 mm de Pn 6 con una distancia de 4884 m, luego se prolonga con el mismo diámetro pero con Pn 8 hasta avanzar 3069 m, posteriormente el diámetro de la tubería cambia a 500 mm con Pn 8 los 4019 m siguientes y luego continúa con Pn 6 hasta la entrega del tanque que abastece a Esperanza con una distancia de 949 m, ubicado en la Loma La Macagua; el tramo que entra al tanque de Esperanza es de 250 mm de diámetro con Pn 6. Por último, la conductora continúa paralela a la carretera central y el diámetro que se obtuvo hasta la llegada al tanque de Santo Domingo es de 400 mm con Pn 6.

En el análisis realizado en el programa WaterGEMS se colocaron válvulas de control de flujo al inicio de la tubería que va hacia cada tanque, lo que garantiza que no le entre más gasto que el calculado para los poblados que abastecerá y así obtener las simulaciones adecuadas.

Por consecuente los diámetros de cada tramo quedan enmarcados de la siguiente forma: **Tabla**

2.4.1 Características generales de la conductora

| No | Tramos | Longitud (m) | Diámetro (mm) | Material | Pn (MPa) | Pmax (m.c.a) | Pmed (m.c.a) | Pmin (m.c.a) | HF (m) | Velocidad (m/s) | Caudal (L/s) |
|----|-----------|--------------|---------------|----------|----------|--------------|--------------|--------------|--------|-----------------|--------------|
| 1 | EM - EB | 100 | 1000 | PEAD | 0.6 | 0.98 | 0.49 | 0 | 0.02 | 0.45 | 355 |
| 2 | EB – J4 | 2146 | 800 | PEAD | 0.8 | 73.13 | 67.88 | 62.36 | 1.46 | 0.83 | 355 |
| 3 | J4 – PP | 8079 | 800 | PEAD | 0.6 | 53.4 | 31.84 | 12.09 | 5.51 | 0.83 | 355 |
| 4 | PP – J16 | 115 | 800 | PEAD | 0.6 | 4.64 | 4.64 | 4.64 | 0.07 | 0.79 | 338 |
| 5 | J16 – T.1 | 25 | 150 | PEAD | 0.6 | 5.02 | 4.94 | 4.87 | 0.53 | 1.93 | 33 |
| 6 | J16 – J23 | 4565 | 800 | PEAD | 0.6 | 39.3 | 27 | 5.02 | 2.35 | 0.71 | 305 |
| 7 | J23 – T2 | 491 | 250 | PEAD | 0.6 | 28.82 | 21.12 | 13.42 | 6.87 | 2.04 | 85 |
| 8 | J23 – J38 | 4884 | 630 | PEAD | 0.6 | 57.7 | 40.55 | 22.15 | 4.4 | 0.83 | 220 |
| 9 | J38 – J41 | 3069 | 630 | PEAD | 0.8 | 63.17 | 59.17 | 53.37 | 2.76 | 0.83 | 220 |
| 10 | J41 – J50 | 4019 | 500 | PEAD | 0.8 | 78.87 | 69.16 | 60.27 | 11.16 | 1.32 | 220 |
| 11 | J50 – J73 | 949 | 500 | PEAD | 0.6 | 54.44 | 47.91 | 41.37 | 2.63 | 1.32 | 220 |
| 12 | J73 – T3 | 153 | 250 | PEAD | 0.6 | 14.89 | 11.17 | 7.45 | 1.91 | 1.92 | 80 |
| 13 | J73 – T4 | 19871 | 400 | PEAD | 0.6 | 43.75 | 23.07 | 11.05 | 71.8 | 1.31 | 140 |

Conclusiones Parciales:

Después de haber realizado los distintos cálculos hidráulicos necesario es de gran importancia resaltar los siguientes elementos que son útiles para un mejor diseño de las tuberías:

1-Denominación de los diferentes tipos de PE (Polietileno)

A partir de conocer las presiones en todo el recorrido de la conductora se tiene dos tipos de PE (PE 80 con una resistencia mínima requerida de 8 MPa y PE 60 con resistencia mínima requerida de 6 MPa)

2- Obtención del diámetro interior.

A partir del diámetro nominal (D_n) y la presión nominal (P_n) se conoce el diámetro interior (D_i). En este caso la conductora en todo su recorrido presenta diámetros de: 800 mm, 630 mm, 500 mm, 400 mm, 250 mm, con diámetros interiores de 738,4 mm, 581 mm, 461,4 mm, 369,2 mm, 230,6 mm para $P_n=0,6$ MPa y 723,8 mm, 570 mm 452,2 mm para $P_n=0,8$ MPa.

Nota: En la actualidad en nuestro país no se fabrican varios diámetros de tuberías para su comercialización como: tuberías de diámetro nominal ($D_n = 355$ mm, $D_n = 450$ mm, $D_n = 700$ mm).

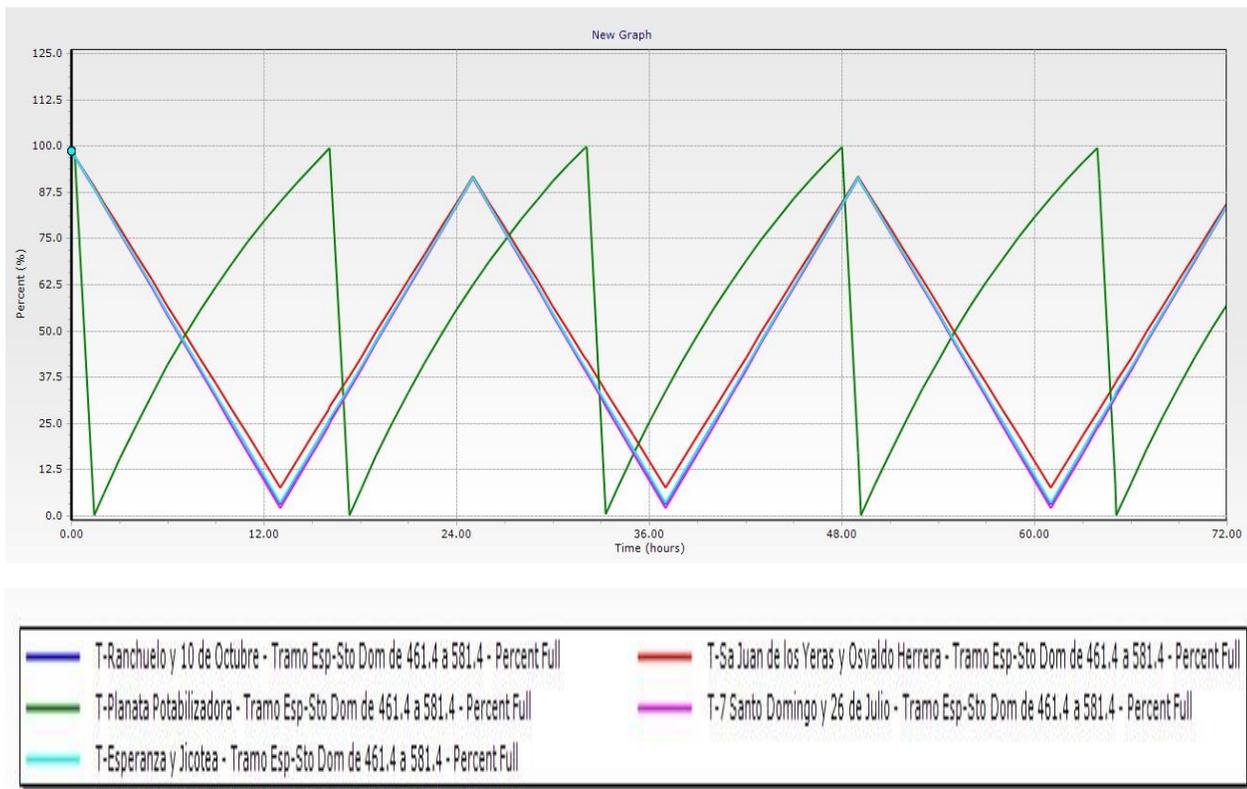
Capítulo: 3 Comprobación de funcionalidad y eficiencia del esquema hidráulico.

3.1. Comportamiento de los tanques en función de la demanda:

Después de realizar un estudio del comportamiento de la demanda máxima diaria para cada pueblo. Se decidió realizar un estudio en periodo extendido del comportamiento de los tanques que abastecen a cada poblado en un periodo extendido de 72 horas utilizando para ello un caudal de demanda igual a dos veces el caudal máximo diario ($2Q_{maxd}$) durante 12 horas simulando así los periodos de mayor consumo que demanda cada poblado.

El siguiente grafico muestra el comportamiento de porcentaje de llenado de los tanques durante 72 horas basándonos en lo anteriormente planteado donde se utilizó como demanda $2Q_{maxd}$.

Gráfico 3.1. Comportamiento de llenado de los tanques.



A partir del grafico anterior se puede apreciar las variaciones en el consumo en dependencia de las horas del día; inicialmente los tanques se encuentran llenos y al comenzar el consumo se van vaciando como se aprecia en el gráfico hasta llegar a las 12 horas donde este consumo para y en cada uno de los tanques queda una reserva de agua de modo tal que no se llegaron a vaciar completamente, posteriormente al no haber consumo se comienzan a llenar alcanzado durante las 12 horas posteriores

alcanzando su máximo volumen a las 24 horas. Una vez pasadas las 24 horas comienza nuevamente el consumo por lo que comienzan a vaciar nuevamente repitiéndose este ciclo día tras día.

El comportamiento de las bombas en este ciclo se puede ver reflejada en la siguiente tabla donde podemos apreciar el tiempo en que se realizan los cambios de estados operacionales de la bomba (On - Off) así como los distintos caudales bombeados en dependencia de la capacidad de llenado de los tanques varía su carga estática lo que origina que ocurra una variación en el caudal bombeado por la bomba.

Tabla 3.1. Comportamiento de la bomba durante el periodo de extendido

| Tiempo (H) | Estado operacional de la bomba (On - Off) | Caudal Total (L/s) |
|------------|---|--------------------|
| 0 | On | 355.1 |
| 0.2 | Off | 0 |
| 1 | Off | 0 |
| 1.4 | On | 377.7 |
| 2 | On | 376.4 |
| 3 | On | 374.3 |
| 4 | On | 372.3 |
| 5 | On | 370.4 |
| 6 | On | 368.6 |
| 7 | On | 366.8 |
| 8 | On | 365.2 |
| 9 | On | 363.7 |
| 10 | On | 362.2 |
| 11 | On | 360.8 |
| 12 | On | 359.5 |
| 13 | On | 358.3 |
| 14 | On | 357.1 |
| 15 | On | 356 |
| 16 | On | 355 |
| 16.1 | Off | 0 |
| 17 | Off | 0 |
| 17.3 | On | 377.7 |

| Tiempo (H) | Estado operacional de la bomba (On - Off) | Caudal Total (L/s) |
|------------|---|--------------------|
| 18 | On | 376.2 |
| 19 | On | 374.1 |
| 20 | On | 372.1 |
| 21 | On | 370.2 |
| 22 | On | 368.4 |
| 23 | On | 366.7 |
| 24 | On | 365.1 |
| 25 | On | 363.5 |
| 26 | On | 362.1 |
| 27 | On | 360.7 |
| 28 | On | 359.4 |
| 29 | On | 358.2 |
| 30 | On | 357 |
| 31 | On | 355.9 |
| 32 | On | 354.9 |
| 32.1 | Off | 0 |
| 33 | Off | 0 |
| 33.3 | On | 377.6 |
| 34 | On | 376.1 |
| 35 | On | 374 |
| 36 | On | 372 |
| 37 | On | 370.1 |
| 38 | On | 368.3 |
| 39 | On | 366.6 |
| 40 | On | 365 |
| 41 | On | 363.5 |
| 42 | On | 362 |
| 43 | On | 360.7 |
| 44 | On | 359.4 |

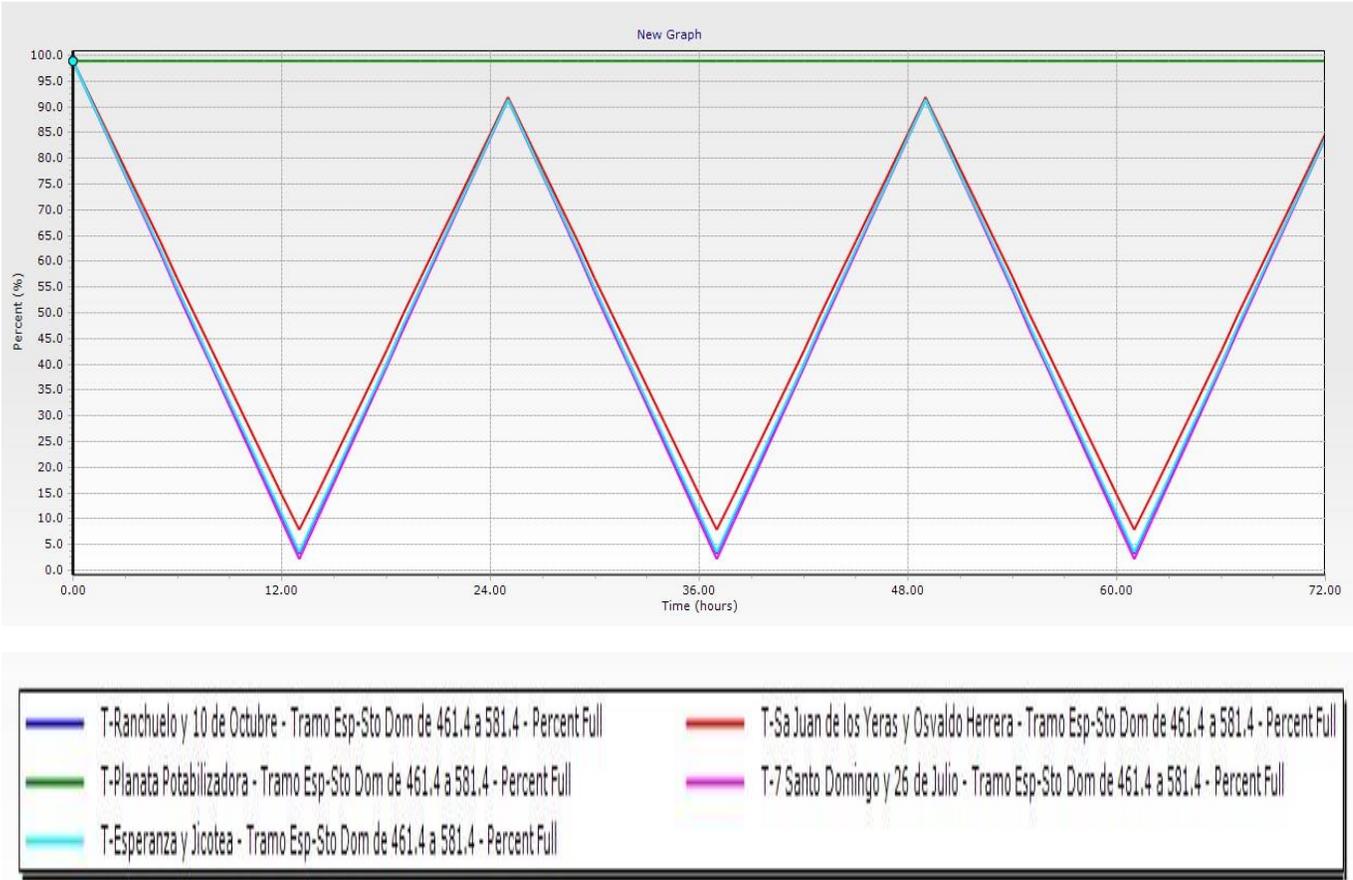
| | | |
|------------|---|--------------------|
| 45 | On | 358.2 |
| 46 | On | 357 |
| Tiempo (H) | Estado operacional de la bomba (On - Off) | Caudal Total (L/s) |
| 47 | On | 355.9 |
| 48 | Off | 0 |
| 49 | Off | 0 |
| 49.2 | On | 377.7 |
| 50 | On | 375.9 |
| 51 | On | 373.8 |
| 52 | On | 371.9 |
| 53 | On | 370 |
| 54 | On | 368.2 |
| 55 | On | 366.5 |
| 56 | On | 364.9 |
| 57 | On | 363.4 |
| 58 | On | 361.9 |
| 59 | On | 360.6 |
| 60 | On | 359.3 |
| 61 | On | 358.1 |
| 62 | On | 356.9 |
| 63 | On | 355.8 |
| 63.9 | Off | 0 |
| 64 | Off | 0 |
| 65 | Off | 0 |
| 65.1 | On | 377.7 |
| 66 | On | 375.7 |
| 67 | On | 373.7 |
| 68 | On | 371.7 |
| 69 | On | 369.8 |
| 70 | On | 368 |
| 71 | On | 366.4 |

| | | |
|----|----|-------|
| 72 | On | 364.8 |
|----|----|-------|

Podemos concluir a partir de los datos expuestos en la tabla 3.1 y el grafico 3.1 que los tanques que abastecen a cada uno de los pueblos cumplen con los requerimientos demandados por cada uno de ellos demostrando así el correcto diseño de los mismos y la capacidad de poder satisfacer las necesidades de cada poblado en específico sin que ocurra un déficit de la demanda.

Una vez analizado cómo se comportan el llenado de los tanques se decidió poner una válvula de control de flujo a la entrada del tanque de la planta potabilizadora reduciendo el flujo entrante a 338 L/s y manteniendo las mismas condiciones anteriores de utilizar un 2Qmaxd durante 12 horas de consumo. Al realizar esta operación y comprobar el comportamiento de llenado del tanque en una simulación igual a la anterior se pudo obtener el siguiente gráfico:

Grafico 3.2. Comportamiento del llenado de los tanques después de utilizar una válvula de regulación del flujo



Después de analizar este gráfico se puede llegar a la conclusión que después de colocar una válvula de control del flujo a la entrada del tanque de la Planta Potabilizadora se puede abastecer de manera eficiente los pueblos sin que ocurra un déficit por lo que el volumen de este tanque de la planta potabilizadora no influye en el comportamiento de llenado de los tanques. Solo ocurre una variación en la forma de bombeo ya que se bombea de forma constante durante las 24 horas, lo cual no es un factor determinante ya que en la estación de bombeo se encuentran 3 bombas las cuales funcionan de manera alterna de modo que siempre quedará una bomba activa, otra bombeando y la otra estará en caso de reserva por si ocurre alguna avería.

En este caso se mantiene el tanque siempre lleno por lo que no ocurren variaciones estáticas a la hora del bombeo por lo cual no existirá variación alguna en el caudal de bombeo y se mantendrá constante (338 L/s) durante las 72 horas.

3.2. Valoración económica

Para la valoración económica de cada objeto de obra se utilizaron los índices técnicos económicos realizados en la Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Villa Clara (EIPH.VC), los cuales han sido confeccionados a partir de proyectos ejecutivos diseñados y presupuestados en esta entidad.

Costos de los Tanques (Quintana 2007)

$$Y = 117.45X + 11931$$

$$R^2 = 0.9992 \quad \text{Donde:}$$

Y = Costo en \$/módulo.

X = Volumen por módulo, en m³.

Costo del Tanque de San Juan de los Yeras y Osvaldo Herrera

$$Y = 117,45 * 1696,8 + 11931$$

$$Y = 211220.16 \$$$

Costo del Tanque de Ranchuelo y 10 de Octubre

$$Y = 117,45 * 4166.4 + 11931$$

$$Y = 501274.68 \$$$

Costo del Tanque de Esperanza y Jicotea

$$Y = 117,45 * 3931,2 + 11931$$

$$Y = 473650.44 \$$$

Costo del Tanque de Santo Domingo y 26 de Julio

$$Y = 117,45 * 6783 + 11931$$

$$Y = 808594.35 \$$$

A continuación, se les brinda un aproximado de los costos por índice técnico económicos de las conductoras. (Quintana 2007)

$$Y = 0.0889X^{1.2559} Y$$

= Costo en, \$/m.

X = Diámetro, en mm.

Tubería de diámetro 1000 mm, una longitud de 100m

$$Y = 0.0889 * 1000^{1.2559}$$

$$Y = 280.301693 \$/m$$

$$Y = 280.301693 * 100$$

$$Y = 28030.16935 \$$$

Tubería de diámetro 800 mm; con longitud de 14904 m

$$Y = 0.0889 * 800^{1.2559}$$

$$Y = 211.795358 \$/m$$

$$Y = 211.795358 * 14904$$

$$Y = 3156598.008 \$$$

Tubería de diámetro 630 mm, de longitud 7953 m

$$Y = 0.0889 * 630^{1.2559}$$

$$Y = 156.89804 \$/m$$

$$Y = 156.89804 * 7953$$

$$Y = 1247810.11 \$$$

Tubería de diámetro 500 mm, de longitud 4967 m

$$Y = 0.0889 * 500^{1.2559}$$

$$Y = 117.371364 \$/m$$

$$Y = 117.371364 * 4967$$

$$Y = 582983.5628 \$$$

Tubería de diámetro 400 mm, de longitud 19871 m

$$Y = 0.0889 * 400^{1.2559}$$

$$Y = 88.6855502 \$/m$$

$$Y = 88.6855502 * 19871$$

$$Y = 1762270.568 \$$$

Tabla 3.2. Costos de los componentes del esquema abasto.

| Conductoras | Diámetro (mm) | Presión Nominal (m.c.a) | Longitud (m) | Precio (\$) |
|---|---------------|-------------------------|--------------|-------------|
| Desde el Embalse Palmarito hasta la Estación de Bombeo | 1000 | 60 | 100 | 28030,17 |
| Desde la Estación de Bombeo hasta la entrada al tanque de Ranchuelo | 800 | 60 y 80 | 14904 | 3156598 |
| De la entrada del tanque de Ranchuelo hasta J-41 | 630 | 60 y 80 | 7953 | 1247810.11 |
| De J-41 hasta entrada al tanque de Esperanza | 500 | 60 y 80 | 4967 | 582983.5628 |
| Desde la entrada del tanque de Esperanza hasta Santo Domingo | 400 | 60 | 19871 | 1762270.568 |

Tabla 3.3. Costo de los componentes del esquema

| Componentes del esquema | Volumen (m ³) | Precio (\$) |
|-----------------------------|---------------------------|-------------|
| Tanques | | |
| San Juan y Osvaldo Herrera | 1696,8 | 211220,16 |
| Ranchuelo y 10 de Octubre | 4166,4 | 501274,68 |
| Esperanza y Jicotea | 3931,2 | 473650,44 |
| Santo Domingo y 26 de Julio | 6783 | 808594,35 |
| Planta Potabilizadora | 1470 | 691 679,0 |
| Estación de bombeo | - | 246 056,0 |

Nota: Después de haber realizado el análisis de los costos a partir de los índices económicos podemos concluir el costo total del Esquema Hidráulico; el cual es de \$ 8772432,04

Conclusiones

1. Después de realizar este trabajo se pudieron establecer los fundamentos teóricos del Esquema Hidráulico basándonos para ello en las diferentes normas que rigen la calidad de este proceso; así como las diferentes informaciones obtenidas de una variada bibliografía la cual amplía nuestro conocimiento y desarrollo como profesional.
2. Se calculó de manera eficiente los distintos diámetros de cada tubería de modo que sea capaz de cumplir con las demandas de los pueblos los pueblos y a la vez sean más económico y eficientes para que no ocurra déficit o encarecimiento inadecuado de la obra.
3. Se realizó un análisis detallado de toda la zona para poder ubicar adecuadamente los tanques en dependencia de la topografía de cada lugar para lograr llevar a cabo el abasto de agua hacia todos los poblados usando la gravedad y solamente bombeando el agua desde el embalse hasta la Planta de Tratamiento ubicada en la localidad de San Juan de los Yeras.
4. Mediante un análisis realizado a esta conductora en periodo extendido se pudo comprobar el correcto funcionamiento de la instalación ya que se pudo entregar dos veces el gasto máximo diario ($2Q_{maxd}$) en un periodo de 12 horas, sin que ocurriera ningún tanque se quedara vacío y por lo tanto garantizando que no ocurrirá déficit en el periodo para la cual fue diseñada, o sea hasta el año 2045.

Recomendaciones:

Se recomienda continuar con el mismo análisis del esquema hidráulico de modo que se pueda realizar y cumpla adecuadamente con lo establecido en las normas cubanas.

Emplear el software WaterGEMS en los proyectos de abastecimiento de agua, considerando las ventajas que este ofrece y la exactitud de los resultados del mismo.

Se recomienda velar por la correcta ejecución de este esquema hidráulico, velando que no ocurran desviaciones, ni la utilización de otros materiales o diámetros de tuberías que no sean las establecidas porque podría dañar el funcionamiento de toda la conductora.

Una vez construida esta conductora se deben mantener bajo constante monitoreo y darle el un mantenimiento sistemático de modo que no se llegue a deteriorar la instalación para no recaer en los problemas de déficit que presentaban anteriormente estos poblados.

Bibliografía:

Bentley, S. "Software Bentley HAMMER."

Bentley, S. "Software FlowMaster."

Bentley, S. "WaterGEMS – Software de análisis y diseño de sistemas de distribución de agua."

Cabrera, E., Espert, V.,Garcia-Serra,J (1996). Ingeniería Hidraulica Aplicada a los sistemas de distribución de agua Volumen 2.

CPV, C. d. p. y. v. (2012). "Población rural y urbana."

De la Fuente Severino, J. (2000). "Planeación y Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable." México, DF.

Francos, E. (1994). Sistemas de bombeo.

Fuentes, V. (2002). Modelación y Diseño de redes de abastecimiento de agua.

Greene, R. W. (1988). Válvulas: selección, uso y mantenimiento.

Herrera., A. L. (2012). Analisis de variantes para el diseño de la conductora de Santa Cruz del Norte.

Instructivo De PEAD, I. N. R. I. "Instructivo de PEAD 3ra Versión Primera Parte ".

Mays, L. W. (2002). Manual de sistemas de distribución de agua/Water distribution systems handbook, McGrawHill, Interamericana de España.

Moncayo, X. (1995). Tanques de almacenamiento de agua.

NC 53-121, N. O. N. d. (1984). "Acueducto."

NC 969, O. N. d. N. (2013). TUBERÍAS PRESURIZADAS DE POLIETILENO ESPECIFICACIONES PARA EL CÁLCULO, DISEÑO, TRANSPORTACIÓN, MANIPULACIÓN, ALMACENAMIENTO Y COLOCACIÓN.

NC 973, N. O. N. d. (2013). DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA DE AGUA POTABLE EN POBLACIONES URBANAS 2013.

NC 1021, N. O. N. d. (2014). "HIGIENE COMUNAL - FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA - CALIDAD Y PROTECCIÓN SANITARIA".

NC 10523, N. O. N. d. (2016). "CALIDAD DEL AGUA - DETERMINACIÓN DEL pH ISO 10523: 1994, IDT."

ONEI, O. n. d. e. i. (2016). "Datos de la población y vivienda."

Quintana, J. D. C. (2007). "ÍNDICES TÉCNICO-ECONÓMICOS PARA LA EVALUACIÓN DE INVERSIONES DE OBRAS HIDRÁULICAS."

Rossman, L. A. (2001). "Epanet 2 Manual de usuario." US Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.

Vela, A., et al. (1994). "Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento." Ingeniería del agua, 1994, vol. 1, núm. 1.

Vidal, R., et al. (1994). "Aplicaciones de los modelos de calidad en la simulación de las redes de distribución de agua potable." Ingeniería del agua, 1994, vol. 1, núm. 3.

Villegas Flores, G. (2018). "Metodología computarizada de dimensionamiento de redes de agua potable."

Vivancos, A. E. (2002). "Características principales del sistema de captación, abastecimiento, distribución y evacuación de agua de Carthago Nova." (53): 13-28.

Zelaya Guillén, J. O. (1984). Análisis y estudio de fugas en los sistemas de abastecimiento de agua potable, 001.

ANEXOS:

Sección de la conductora desde el embalse Palmarito hasta el tanque que abastecerá a San Juan de los Yeras y Osvaldo Herrera.

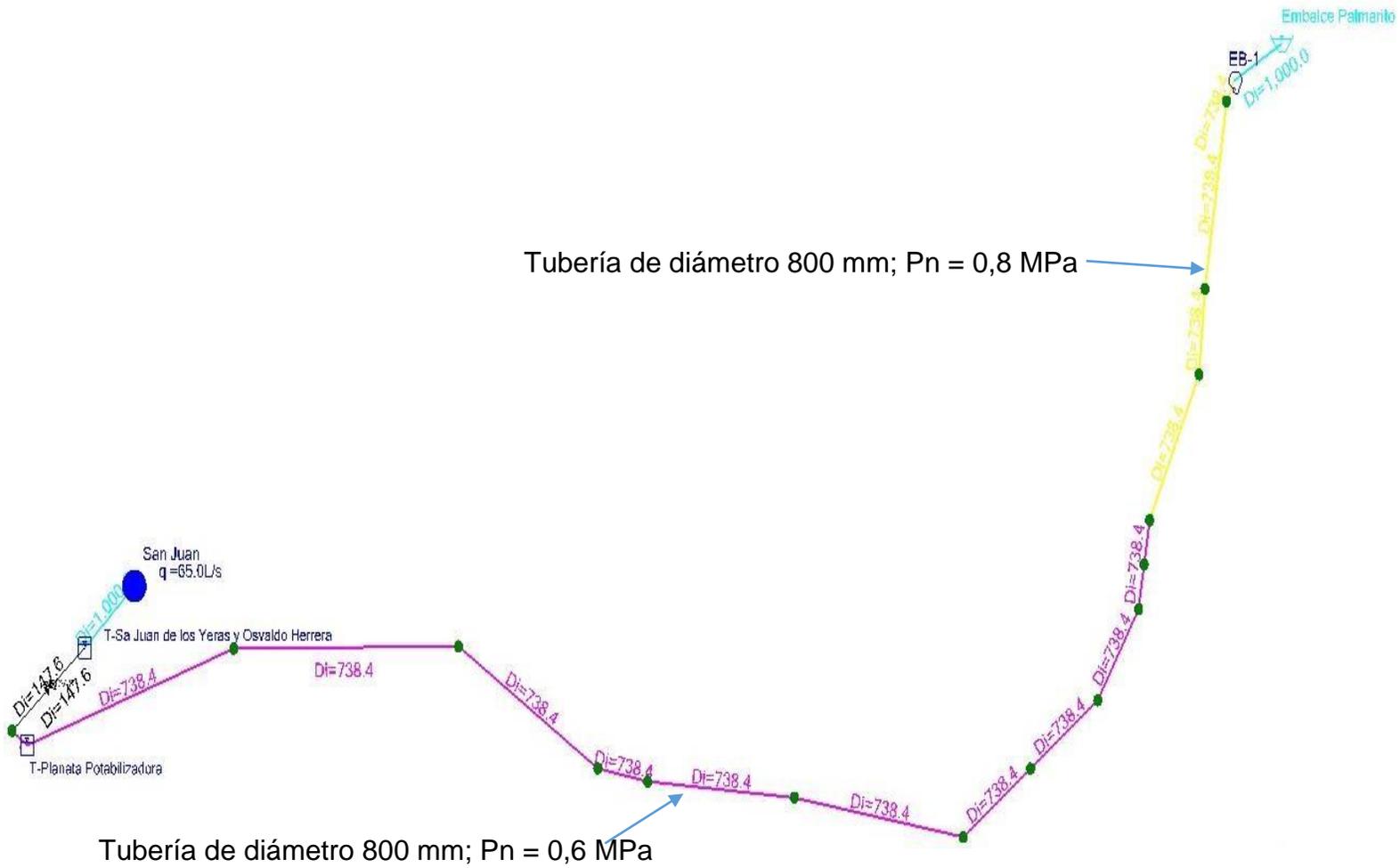


Fig.3.1: Sección 1 del Esquema de abasto a los municipios de Ranchuelo y Santo Domingo.

Tramo de la conductora desde la entrada del tanque de San Juan – Osvaldo Herrera hasta la entrada al tanque de Ranchuelo - 10 de Octubre.

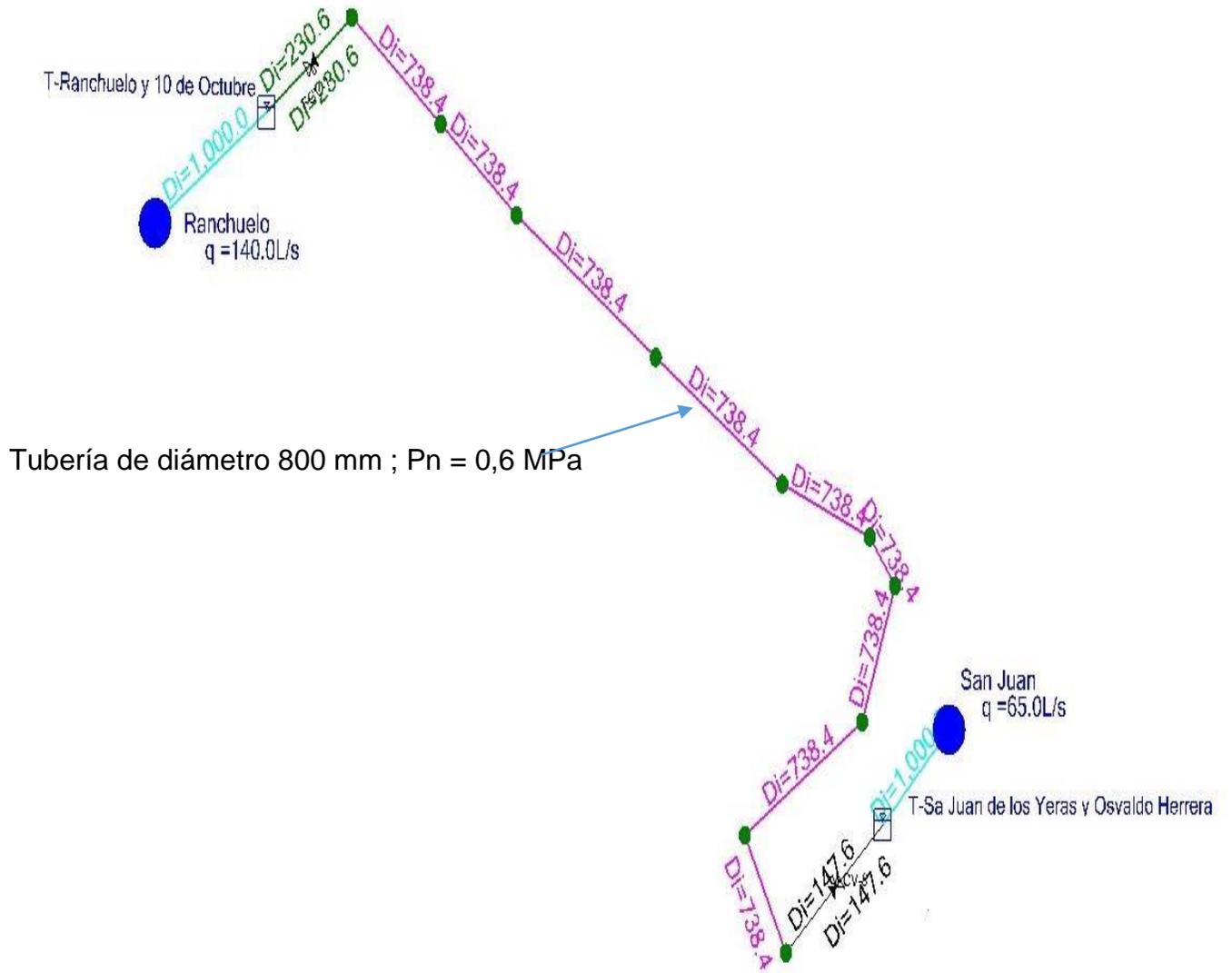


Fig.3.2: Sección 2 del Esquema de abasto a los municipios de Ran

Tamo de la conductora desde la entrada del tanque de Ranchuelo hasta el nodo J-38 donde ocurre un cambio del tipo de tubería; inicialmente la tubería era de Pn = 0,6 MPa y a partir de ese punto continua con el mismo diámetro, pero utilizando Pn = 0,8 MPa.

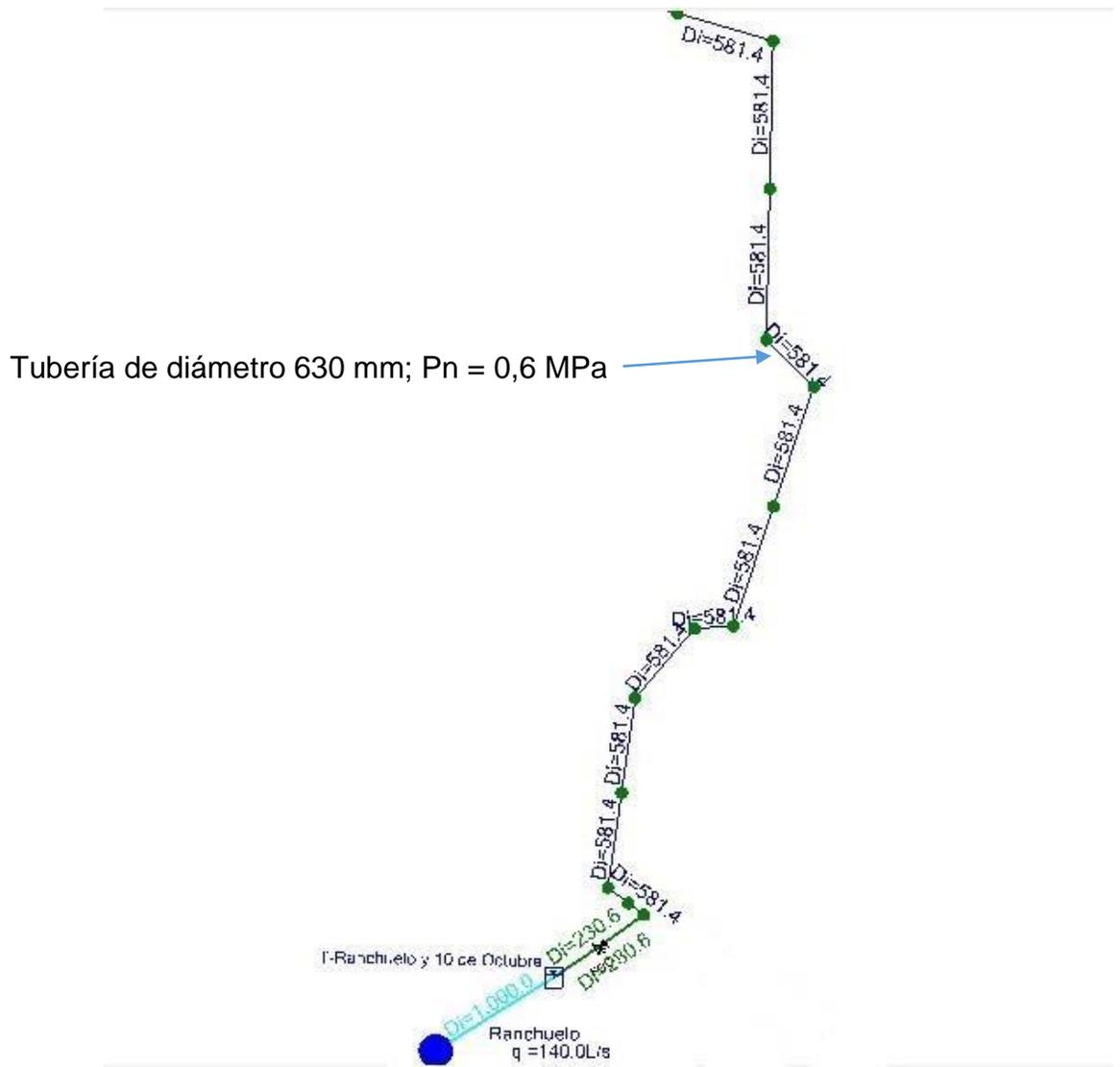


Fig.3.3 Sección 3 del Esquema de abasto a los municipios de Ranchuelo y Santo Domingo.

chuelo y Santo Domingo.

Tramo de la conductora desde el nodo J-38 hasta el nodo J-41; donde ocurre un cambio de tubería pasando a ser de 630 mm; $P_n = 0,8$ MPa a tubería de 500 mm; $P_n = 0,8$ MPa.

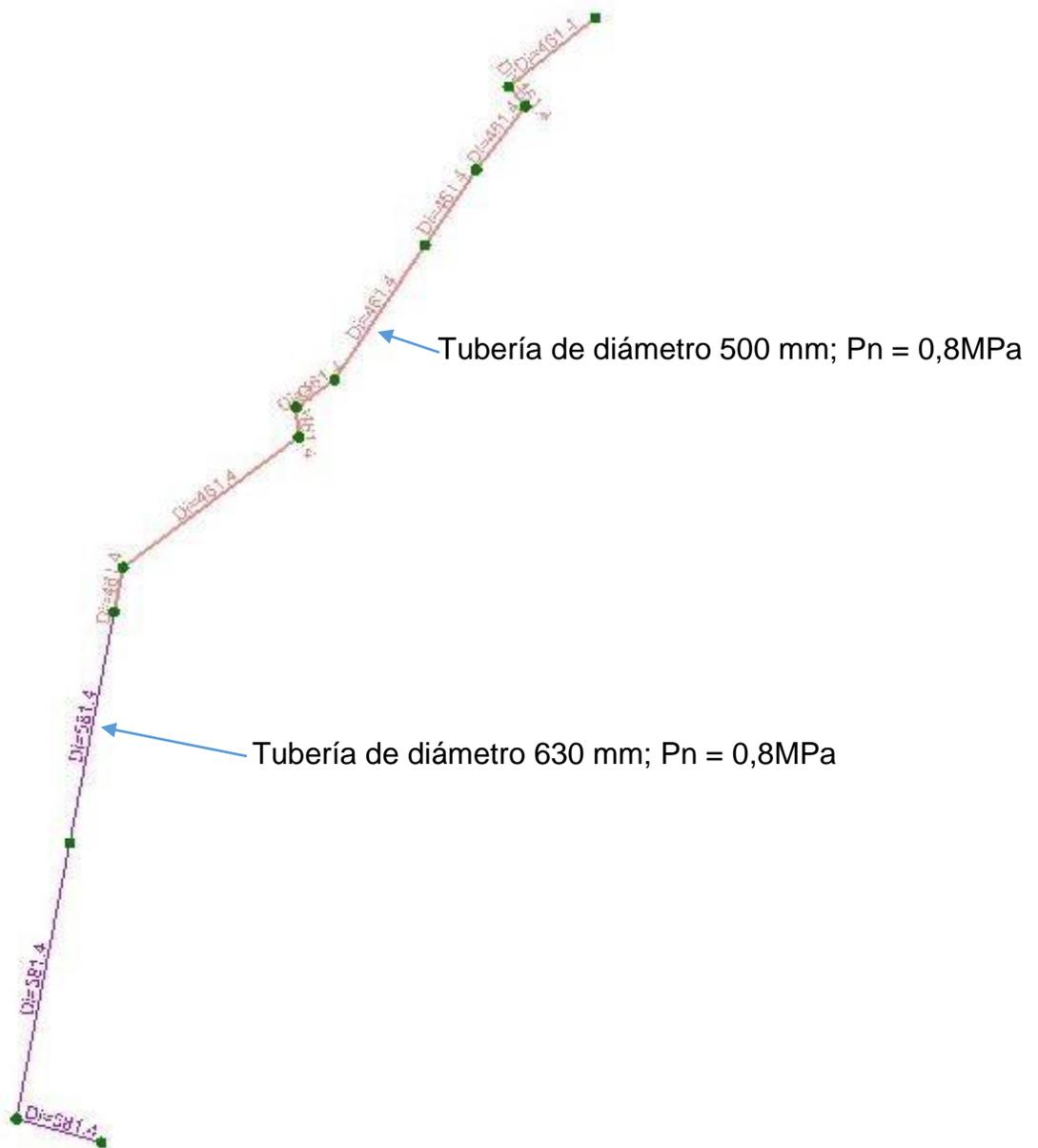


Fig.3.4 Sección 4 del Esquema de abasto a los municipios de Ran

Tamo desde el nodo J-41 hasta la entrada al tanque de Esperanza y Jicotea.



chuelo y Santo Domingo.

Fig.3.5 Sección 5 del Esquema de abasto a los municipios de Ranchuelo y Santo Domingo.

Tramo desde la entrada del tanque de Esperanza y Jicotéa hasta la entrada al tanque de Santo Domingo y 26 de Julio.

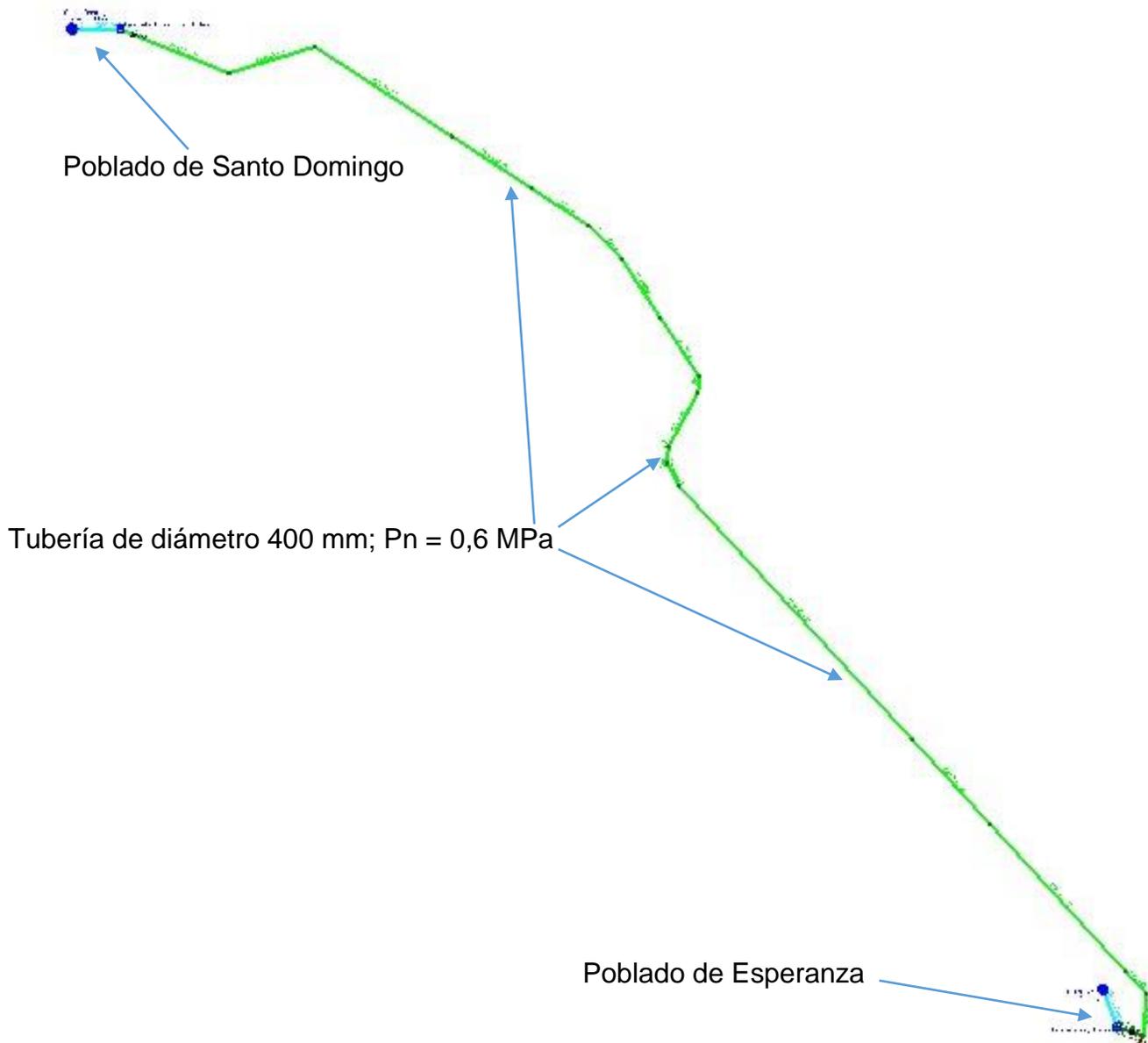


Fig.3.5 Sección 6 del Esquema de abasto a los municipios de Ran

chuelo y Santo Domingo.