

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

**TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO PROFESIONAL**  
**DE**  
**INGENIERO CIVIL**

**TESISTAS:**

- Bach. CHÁVEZ RODRÍGUEZ, Roldan Guitler.
- Bach. RODRÍGUEZ VILCA, Leonell.

**ASESOR:**

Ing. SPARROW ALAMO, Edgar Gustavo.

NUEVO CHIMBOTE – PERU

2015

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO PROFESIONAL**  
**DE INGENIERO CIVIL**

“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

**TESISTAS:**

**Bach. CHÁVEZ RODRÍGUEZ, ROLDAN GUITLER**

**Bach. RODRÍGUEZ VILCA, LEONELL**

**SUSTENTADA Y APROBADA POR EL SIGUIENTE JURADO**  
**EL DÍA 17 DE DICIEMBRE DEL 2015**

---

**M.Sc. Hugo Rojas Rubio**  
**Presidente**

---

**Ing. Edgar Sparrow Álamo**  
**Secretario**

---

**Ms. Abner León Bobadilla**  
**Integrante u**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**  
**INGENIERO CIVIL**

“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

**REVISADO POR:**

---

**Ing. SPARROW ALAMO, Edgar Gustavo.**

**ASESOR**



## DEDICATORIA

A **DIOS**, quien me guía con su luz y verdad y está presente en todos los pasos de mi vida.

A mi Madre **Lucinda Rodríguez**, por estar siempre presente con ese amor incomparable, sabios consejos, abnegada labor y enseñarme a valorar todas las cosas que se logran en la vida. A mi Padre **Salomon Chávez**, porque de ti aprendí a diferenciar las cosas buenas de las malas, y que no todo es fácil en la vida.

A mis hermanos **James, Mercy y Carlita**; por esa unidad, por su cariño, por ese apoyo incondicional y por ser también mis motivos para seguir adelante.

A mis entrañables Amigos, **Jack, Julio, Jerlis**, por esos desvelos, paciencia y el apoyo frente a las adversidades, por esa amistad, la cual no puedo definir, pero sí intuir su grandeza.

**ROLDAN GUITLER**



## DEDICATORIA

A **DIOS**, quien me guía con su luz y verdad y está presente en todos los pasos de mi vida.

A mi Madre **Balvina Vilca**, por estar siempre presente con ese amor incomparable, sabios consejos, abnegada labor y enseñarme a valorar todas las cosas que se logran en la vida. A mi Padre **Rómulo Rodríguez**, porque de ti aprendí a diferenciar las cosas buenas de las malas, y que no todo es fácil en la vida.

A mis hermanos **Misael, Elva y Tempora**; por esa unidad, por su cariño, por ese apoyo incondicional y por ser también mis motivos para seguir adelante.

A mis entrañables Amigos, Gary, Julio, Javier, por esos desvelos, paciencia y el apoyo frente a las adversidades, por esa amistad, la cual no puedo definir, pero sí intuir su grandeza.

**LEONELL**



## RESUMEN

El presente Proyecto de Investigación titulado: “Evaluación y Rediseño Hidráulico de los Reservorios y Línea de Aducción como Alternativa de Solución para el Abastecimiento de Agua en los AA.HH. Nuevo Moro y el Arenal del Distrito de Moro”; está orientado a Evaluar el actual sistema desde los reservorios hasta incluida la red de distribución y por lo que se evaluó los volúmenes que deben de tener los reservorios los diámetros de las líneas de aducción y las presiones en la red de distribución para las condiciones actuales de población existente y luego con la proyección hecha para 20 años. Todo ello para garantizar una buena calidad de vida y evitar casos de enfermedades gastrointestinales y parasitarias en la localidad especialmente en los niños que son más vulnerables.

Cabe mencionar que en los AA.HH en estudio se encuentra ubicado en una de pendientes variables razón por la cual se tuvo que realizarse la simulación de la Red de Abastecimiento para asegurar las presiones de servicio con el fin de proporcionar un buen servicio a los habitantes.



## ABSTRACT

This research project entitled: "Evaluation and Design of Reservoir and adduction line as an alternative solution for the Water Supply Hydraulic the AA.HH. Nuevo Arenal and the Moro Moro District "; It is aimed to assess the current system from the reservoirs to including distribution network and therefore volumes must have reservoirs diameters lines adduction and pressures in the distribution network for current conditions was evaluated existing population and then with the projection made for 20 years. All this to ensure a good quality of life and prevent cases of gastrointestinal and parasitic diseases in the city especially in children who are more vulnerable. It notes that in the AA.HH studio is located in a pending reason variables simulation Supply Network inhabitants had to be made to ensure the pressures of service in order to provide good service





## INDICE

<b>CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN</b>	<b>11</b>
1.1. INTRODUCCIÓN	12
1.2. GENERALIDADES	14
01.02.01 TIPO DE INVESTIGACIÓN	14
01.02.02 UBICACIÓN DEL PROYECTO	14
01.02.03 INSTITUCIÓN DONDE SE DESARROLLÓ EL PROYECTO	14
1.3. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	15
01.03.01 ANTECEDENTES	15
01.03.02 JUSTIFICACIÓN	17
01.03.03 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	19
01.03.04 IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN	20
01.03.05 OBJETIVOS	21
01.03.06 HIPÓTESIS	21
01.03.07 VARIABLES	22
1.4. METODOLOGÍA DE ESTUDIO	22
01.04.01 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	22
01.04.02 ESTRATEGIAS DE TRABAJO	22
01.04.03 POBLACIÓN MUESTRAL	23
01.04.04 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	23
01.04.05 TÉCNICAS DE ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	23
<b>CAPÍTULO II FUNDAMENTO TEÓRICO</b>	<b>24</b>
02.01.01 DEFINICIONES	25
02.01.02 VIVIMOS EN UN MUNDO DE AGUA	28
02.01.03 EL AGUA Y LAS CIUDADES	29
02.01.04 EL AGUA EN EL MUNDO RURAL	31
02.01.05 SITUACIÓN DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN ZONAS RURALES DE AMÉRICA LATINA	33
02.01.06 EL SUMINISTRO DE AGUA EN EL PERÚ	35
02.01.06.01. RECURSOS HÍDRICOS	35



---

<b>02.01.06.02. DISPONIBILIDAD HÍDRICA EN EL PERÚ</b> .....	36
<b>02.01.07 TEORÍA HIDRÁULICA</b> .....	38
<b>0.2.01.07.01 HIDROSTÁTICA</b> .....	38
<b>0.2.01.07.02 CARGA HIDROSTÁTICA</b> .....	40
<b>0.2.01.07.03 HIDRODINÁMICA</b> .....	40
<b>0.2.01.07.04 LÍNEA PIEZOMÉTRICA</b> .....	42
<b>0.2.01.07.05 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD Y TEOREMA DE BERNOULLI</b> ..	43
<b>A. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD</b> .....	43
<b>B. TEOREMA DE BERNOULLI</b> .....	45
<b>C. ECUACIÓN DE BERNOULLI PARA EL CASO REAL</b> .....	45
<b>02.01.07.06 PÉRDIDAS DE CARGA</b> .....	46
<b>A. PÉRDIDAS DE CARGAS CONTINUÚAS</b> .....	46
<b>B. PÉRDIDAS LOCALES</b> .....	48
<b>C. CARGA RESIDUAL</b> .....	49
<b>02.01.07.07 LÍMITES DE PRESIÓN Y DE VELOCIDAD</b> .....	51
<b>A. LÍMITES DE PRESIÓN</b> .....	51
<b>B. LÍMITE DE PRESIÓN MÍNIMA</b> .....	52
<b>C. LÍMITE DE VELOCIDADES</b> .....	53
<b>CAPÍTULO III MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS</b> .....	<b>55</b>
<b>3.0 MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE ESTUDIO</b> .....	56
<b>03.01 ESTUDIO DE LA POBLACIÓN</b> .....	56
<b>03.02 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA POBLACIÓN</b> .....	57
<b>03.03 PERIODO DE DISEÑO</b> .....	59
<b>03.04 DEMANDA DE AGUA</b> .....	60
<b>A.- VARIACIONES DE CONSUMO</b> .....	62
<b>B.- CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL (Qm)</b> .....	63
<b>C.- CONSUMO MÁXIMO DIARIO (Qmd)</b> .....	64
<b>D.- CONSUMO MÁXIMO HORARIO (Qmh)</b> .....	64
<b>03.05. DISEÑO DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO</b> .....	66
<b>03.05.01. Consideraciones Básicas</b> .....	66
<b>03.05.02. Casetas de válvulas</b> .....	68
<b>03.05.03. Cálculo de la capacidad del reservorio</b> .....	70

---



---

<b>03.06. DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN</b> .....	71
<b>03.06.01. CONSIDERACIONES BÁSICAS</b> .....	71
<b>03.06.02. MATERIALES</b> .....	73
<b>03.06.03. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO</b> .....	74
<b>A) TIPO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN</b> .....	74
<b>B) MÉTODOS DE CÁLCULO</b> .....	76
<b>03.06.04. CONSIDERACIONES FINALES</b> .....	81
<b>03.06.05. CONEXIONES DE SERVICIO</b> .....	82
<b>03.07. MODELACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN</b> .....	84
<b>03.07.01. MODELACIÓN EN LOOP</b> .....	84
<b>03.08. ELEMENTOS IMPORTANTES PARA EL MODELADO DE UN SISTEMA HIDRÁULICO</b> .....	86
<b>CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b> .....	<b>87</b>
<b>4.01 AA.HH NVO MORO Y EL ARENAL</b> .....	88
<b>04.01.01 DESCRIPCIÓN GENERAL</b> .....	88
<b>04.01.01.01. Ubicación Geográfica</b> .....	88
<b>04.01.01.02. Clima</b> .....	89
<b>04.01.01.03. Hidrografía</b> .....	90
<b>04.01.01.04. Topografía y Tipo de Suelo</b> .....	90
<b>04.01.01.05. Vías de Comunicación</b> .....	90
<b>04.01.01.06. Economía</b> .....	91
<b>04.01.01.07. Vivienda</b> .....	91
<b>04.01.02 DATOS PARA EL DISEÑO</b> .....	92
<b>04.01.02.01. Calidad del Agua</b> .....	92
<b>04.01.02.02. Levantamiento Topográfico</b> .....	92
<b>04.01.02.03. Población Actual, Cálculo de la Población Futura</b> .....	92
<b>04.01.02.04. Dotación y Caudales de Diseño</b> .....	95
<b>04.01.03 ANÁLISIS DEL SISTEMA CON EL PROGRAMA LOOP V5.0</b> .....	98
<b>CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	<b>142</b>
<b>5.01 CONCLUSIONES</b> .....	143
<b>5.02 RECOMENDACIONES</b> .....	145
<b>CAPÍTULO VI MATERIALES DE REFERENCIA</b> .....	<b>147</b>

---



---

<b>6.01 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>148</b>
<b>CAPÍTULO VII ANEXOS.....</b>	<b>150</b>



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

---

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN



## CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

### 1.1. INTRODUCCIÓN

La presente publicación titulada: “Evaluación y Rediseño Hidráulico de los Reservorios y Línea de Aducción como Alternativa de Solución para el Abastecimiento de Agua en los AA.HH. Nuevo Moro y el Arenal del Distrito de Moro”; brinda una secuencia de trabajo desde los estudios preliminares hasta el diseño de los diferentes elementos de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad.

En el **Capítulo I** se hace referencia a la introducción y generalidades del estudio, en el cual se presenta la formulación del problema y la respectiva hipótesis así como la generación de los objetivos de estudio.

En el **Capítulo II** se refiere al fundamento teórico que busca complementar los conocimientos sobre la teoría del agua y su disponibilidad a nivel mundial y local, así como el abastecimiento de agua en el Perú a lo largo de las últimas décadas.

En el **Capítulo III** nos muestra los procedimientos seguidos en la ejecución del estudio, mostrando los criterios y pasos a seguir durante el diseño de las diferentes estructuras hidráulicas. Estos aspectos tienen singular importancia, más aun por las condiciones muy variadas y a menudo difícilmente impuestas por la geografía de nuestro país que la



hacen al mismo tiempo todo un desafío para cualquier diseñador. Aquí en este capítulo también se especifican los requisitos mínimos establecidos por las normas vigentes, quedando a criterio del diseñador utilizar límites más estrictos o complementar las especificaciones en lo que le resulte competente.

En el análisis y discusión de resultados detallados en el **Capítulo IV**, se hace referencia a todos los datos obtenidos en las diferentes etapas de estudio, que son plasmadas y desarrolladas con el programa computacional Loop V5, para obtener un sistema óptimo de conducción de agua potable por gravedad desde los reservorios proyectados hacia la red de distribución.

En el **Capítulo V** se muestran las conclusiones y recomendaciones obtenidas luego de realizar el diseño correspondiente.

También se presentan todos aquellos autores de los cuales fueron consultados durante los estudios y diseño de los elementos componentes, que sirvieron como guía y como fuente de referencia.

Finalmente se ha incluido también diferentes anexos donde están presentados las fotografías, resultados de la modelación en Loop V5, tablas, parámetros y los planos respectivos, los cuales se detallan a media escala los resultados obtenidos ya plasmados en los planos.

---



## 1.2. GENERALIDADES

### 01.02.01 TIPO DE INVESTIGACIÓN

#### a) SEGÚN SU PROPÓSITO:

Será Descriptiva, porque utilizará fundamentos de hidráulica y ramas afines.

#### b) SEGÚN SU NATURALEZA:

Será Descriptiva.

#### c) SEGÚN SU CARÁCTER:

Será cualitativa y cuantitativa, porque permitirá recoger datos de campo para luego llevarlos a trabajos de gabinete para así obtener resultados.

### 01.02.02 UBICACIÓN DEL PROYECTO

Distrito	:	Moro
Provincia	:	Santa
Departamento	:	Ancash
País	:	Perú

### 01.02.03 INSTITUCIÓN DONDE SE DESARROLLÓ EL PROYECTO

Universidad Nacional del Santa y Municipalidad Distrital de Moro.





### 1.3. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

#### 01.03.01 ANTECEDENTES

En todos los tiempos, las grandes ciudades han debido preocuparse de su suministro de agua, incluso las ciudades antiguas de importancia se dieron cuenta de que sus suministros locales, pozos profundos, manantiales y arroyos eran inadecuados para cubrir las modestas demandas sanitarias de entonces, y se vieron obligadas a construir acueductos que trajeran el agua de fuentes lejanas. Sin embargo, tales sistemas de abastecimiento no pueden compararse con los tipos modernos de suministro de agua potable.

Ahora en las zonas rurales los pueblos son más pequeños y el suministro de agua prácticamente pobre o en muchos casos inexistente.

El Perú enfrenta diversos problemas de abastecimiento de este recurso, tales como escasez y contaminación. En las zonas rurales los principales problemas de disponibilidad del agua son el desabastecimiento y su falta de potabilización. En numerosas ocasiones el agua que llega a las viviendas de muchas comunidades rurales proviene de manantiales, ríos, arroyos, ojos de agua u otro tipo de fuentes naturales superficiales expuestas a la contaminación debida a la exposición y arrastre de partículas orgánicas e inorgánicas.

A través de los últimos años los gobiernos locales han dado mayor importancia al abastecimiento de comunidades rurales, ya que al



presentar mayores presupuestos provenientes del canon y Sobrecanon minero, ahora las necesidades de agua en dichas zonas ya se ven cubiertas.

La preocupación de poseer un abastecimiento de agua abundante que garantice la salud, el bienestar y el placer de la población, ha sido un problema muy antiguo presente desde la aparición de las primeras civilizaciones antiguas, el querer mejorar la calidad de vida de los pobladores al brindarles agua potable necesaria, ha estado presente en todas las eras y civilizaciones del mundo entero.

En la actualidad, debido a la falta del líquido elemento para satisfacer la demanda actual y presión en el servicio de agua potable de los AA.HH. Nuevo Moro y El Arenal del Distrito de Moro. Esto afecta la calidad de vida de los pobladores al carecer de los servicios básicos como falta del servicio adecuado de agua potable, debido al insuficiente volumen de agua para su consumo y falta de presión en el servicio, producto de contar con reservorios de poca capacidad debido al incremento de la población, lo que conlleva al rediseño hidráulico de los reservorios y la línea de aducción, además de la red de distribución, tales no están cumpliendo con almacenar y suministrar la cantidad suficiente de agua para un buen abastecimiento del líquido elemento a la población de los AA.HH. Nuevo Moro y el Arenal del distrito de Moro, para satisfacer sus requerimientos del servicio



utilizada en la alimentación e higiene, trayendo el aumento de riesgo de enfermedades.

La información del Sistema de Abastecimiento de Agua actualmente en servicio, documentos, han sido proporcionados por la empresa encargada de dicho servicio siendo la Municipalidad Distrital de Moro. Quienes manifiestan que el pago que hacen por el consumo de energía que origina la electrobomba que bombea desde el reservorio de Arenales (volumen 300m<sup>3</sup>) hasta el reservorio que abastece a Nuevo Moro (volumen 100m<sup>3</sup>) es alto y no es cubierto por el pago que hacen los usuarios del servicio de agua potable.

De ahí la iniciativa de nosotros, como ex alumnos de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil de poder desarrollar un Proyecto de Tesis como es la Evaluación y el Rediseño Hidráulico de los Reservorios y la Línea de Aducción que permita mejorar la eficiencia en el servicio de agua potable.

### **01.03.02 JUSTIFICACIÓN**

#### **ASPECTO ECONÓMICO**

El acceso al agua potable y al saneamiento adecuado son los recursos más importantes de la salud pública para prevenir las enfermedades infecciosas y proteger la salud de las personas, además de ser esenciales para el desarrollo. El agua es un recurso esencial para la



salud de las personas, así como para la seguridad alimentaria, el desarrollo económico.

### **ASPECTO SOCIAL**

El rediseño hidráulico de los reservorios y línea de aducción conllevará a realizar un mejor servicio tanto en el volumen de almacenamiento y presiones necesarias en las redes de distribución, que servirá a toda la población de los AA.HH. Nuevo Moro y el Arenal del distrito de Moro.

Con este proyecto se verán diezmadadas las enfermedades diarreicas, el cual afecta drásticamente la calidad de vida.

### **ASPECTO CULTURAL**

La reflexión acerca de las dimensiones socioculturales de la crisis del agua constituye una prioridad.

Se puede concientizar a la población a la forma en que el agua debe ser utilizada y valorada constituyendo un aspecto inherente a la identidad cultural de la sociedad.

Entonces por los motivos mencionados anteriormente proponemos la Evaluación y Rediseño Hidráulico de los Reservorios y Línea de Aducción como alternativa de solución, para mejorar la eficiencia de servicio de los AA.HH. Nuevo Moro y el Arenal del distrito de Moro.



---

### 01.03.03 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Desde que el hombre tuvo necesidad de conducir el agua, proveniente de manantiales, fuentes y arroyos a las ciudades principalmente para uso agrícola y doméstico ha ido desarrollando sistemas de almacenamiento y suministro de agua mediante tuberías o canales y sumideros, pero estos sistemas eran con frecuencia inadecuados, ineficientes y apenas cubrían las modestas demandas.

A pesar de los nuevos desarrollos en tecnología en los sistemas de almacenamiento y suministro de agua potable, con el explosivo crecimiento de las ciudades, se ha visto en la necesidad de almacenar agua en más volumen por lo cual conlleva a brindar un mal servicio en el abastecimiento de agua potable.

En los AA.HH de Nuevo Moro y El Arenal la forma de abastecimiento es a través de una captación superficial en forma directa existiendo por ello problemas en el servicio siendo este deficiente debido a que son pocas las horas con las cuales la población cuentan con el líquido elemento, trayendo consigo problemas de salud a sus habitantes por la falta de salubridad. Otro problema que se presenta son las presiones de salida en la Red de Distribución.

Debido a las condiciones en que se encuentra los AA.HH. Nuevo Moro y el Arenal del distrito de Moro, al no contar con el suficiente almacenamiento agua y presiones adecuadas. El problema queda planteado de la siguiente manera:



¿La Evaluación y Rediseño Hidráulico de los Reservorios y Línea de Aducción conllevará a realizar un mejor servicio de abastecimiento de agua potable, tanto en volumen de almacenamiento como también presiones necesarias, de los AA.HH. Nuevo Moro y el Arenal del distrito de Moro?

#### **01.03.04 IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN**

El servicio de agua potable es una de las principales necesidades de la población nacional y local por lo tanto evaluar y proponer la mejor alternativa de solución rediseñando los reservorios y línea de aducción, además considerando la red de distribución, para optimizar este servicio debe ser una de las principales prioridades para cualquier gestión ya que se constituye como una necesidad básica.

El proyecto nos muestra una mejor solución a la necesidad de contar con más agua por ende horas de servicio y presiones mínimas optimas en la red para una mejor calidad de vida de la población.

El presente proyecto de investigación conllevará a que se mejore la calidad de vida de la población a través de realizar la mejor alternativa de solución rediseñando los reservorios y la línea de aducción para brindar agua las veinticuatro horas del día y así poder evitar enfermedades en sus habitantes..

El sistema de agua potable permitirá:

1. Elevar el nivel de la calidad de vida de la población beneficiaria.



2. Más tiempo de horas de servicio.
3. Satisface las necesidades de consumo de agua.
4. Presiones adecuadas en la red de distribución.

### **01.03.05 OBJETIVOS**

#### **01.03.05.01 Objetivo General**

Evaluar y hacer el rediseño hidráulico de los reservorios y línea de aducción como mejor propuesta de solución para brindar un mejor servicio de abastecimiento de agua en el AA.HH Nuevo Moro y El Arenal del Distrito de Moro del distrito de Moro.

#### **01.03.05.02 Objetivos Específicos**

- Determinar la población de estudio.
- Determinar los parámetros de diseño hidráulico a utilizar en los reservorios y línea de aducción.
- Realizar el diseño hidráulico de la línea de, aducción, reservorio y la red de distribución.
- Efectuar la modelación de la red de distribución.



### **01.03.06 HIPÓTESIS**

Si se realiza la evaluación y alternativa de solución del rediseño hidráulico de los reservorios y línea de aducción, entonces permitirá satisfacer la demanda de consumo de agua y por lo tanto ello contribuirá al mejoramiento de la calidad de vida en AA.HH Nuevo Moro y El Arenal del Distrito de Moro.

### **01.03.07 VARIABLES**

#### **01.03.07.01 Variables Independientes**

- La satisfacción de la demanda de agua y mejoramiento de la calidad de vida en la población de los AA.HH. Nuevo Moro y el Arenal del distrito de Moro.

#### **01.03.07.02 Variables Dependientes**

- Rediseño de los reservorios y la línea de aducción de agua potable.

## **1.4. METODOLOGÍA DE ESTUDIO**

### **01.04.01 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

Descriptivo.





#### **01.04.02 ESTRATEGIAS DE TRABAJO**

Se utilizarán las metodologías siguientes:

- De **Reconocimiento**; ya que se realizará ordenadamente las observaciones en la zona de estudio, recopilación de datos de campo:
  - Levantamiento Topográfico.
  - Datos de la población.
- **Analítica**; la cual se efectuará en el trabajo de gabinete.

#### **01.04.03 POBLACIÓN MUESTRAL**

Se tomará como población muestral a los AA.HH. Nuevo Moro y el Arenal del distrito de Moro abastecida por los reservorios.

#### **01.04.04 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

- Levantamiento topográfico del área de investigación.
- Recopilación de información de la población.

#### **01.04.05 TÉCNICAS DE ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN**

- Uso de cuadros y gráficos estadísticos.
- Trabajo de gabinete (Cálculos Matemáticos).



## CAPÍTULO II

# FUNDAMENTO TEÓRICO



---

## CAPÍTULO II FUNDAMENTO TEÓRICO

### 02.01.01 DEFINICIONES

**Accesorios:** Elementos secundarios en los ramales de tuberías tales como codos, niples, tees, etc.

**Agua Potable:** Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.

**Altimetría:** Parte de la Topografía que enseña a medir alturas.

**Carga Dinámica:** En cualquier punto de la línea, representa la diferencia de la carga estática y la pérdida de carga por fricción en la tubería.

**Caudal:** Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo, su simbología es litros por segundo, metros cúbicos por segundo, galones por minuto.

**Contaminación:** Introducción dentro del agua de organismos potencialmente patógenos o sustancias tóxicas, que la hacen inadecuada para la bebida.

**Consumo:** Volumen de agua que es utilizado. Está en función de una serie de factores inherentes a la propia localidad que se abastece, por lo que varía de una población a otra.



**Cota de Terreno:** Altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.

**Cota Piezométrica:** Máxima presión dinámica en cualquier punto de la línea de conducción o distribución, es decir, que alcanzaría una columna de agua si en dicho punto se colocara un manómetro.

**Demanda:** Es la cantidad de agua que una población requiere para satisfacer sus necesidades.

**Dotación:** Cantidad de agua asignada por habitante por día, para satisfacer sus necesidades, afectado por factores tales como el clima, condiciones socioeconómicas, tipo de abastecimiento, etc.

**Línea de Aducción y Redes de Distribución:** Son las que conducen el agua del reservorio a la población y la distribuyen a las viviendas y/o conexiones domiciliarias.

**Línea de Gradiente Hidráulica:** Es la línea que indica la presión en columna de agua a lo largo de la tubería bajo condiciones de operación.

**Nivel de Carga Estática:** Representa la carga máxima a la que puede estar sometida una tubería al agua cuando se interrumpe bruscamente el flujo.



**Línea Piezométrica:** Cargas de presión en el funcionamiento hidráulico de la tubería.

**Pérdida de Carga:** Pérdida de presión, debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.

**Pérdida de Carga Unitaria ( $h_f$ ):** Es la pérdida de energía en la tubería por unidad de longitud debida a la resistencia del material del conducto al flujo del agua. Se expresa en m/km o m/m.

**Pérdida por Tramo ( $H_f$ ):** Viene a representar el producto de pérdida de carga unitaria por la longitud del tramo de tubería.

**Presión:** Carga o fuerza total que actúa sobre una superficie.

**Reservorio:** Es la instalación destinada al almacenamiento de agua para mantener el normal abastecimiento durante el día.

**Válvula de Aire:** Válvula para eliminar el aire existente en las tuberías, se las ubica en los puntos altos de la línea.

**Válvula de Purga:** Válvula ubicada en los puntos más bajos de la red o conducción para eliminar acumulación de sedimentos.



---

## 02.01.02 VIVIMOS EN UN MUNDO DE AGUA

La disponibilidad de agua adecuada y suficiente es un problema que está afectando crecientemente las sociedades humanas contemporáneas.

Si bien son los países áridos o semiáridos quienes están sufriendo la carencia o mala calidad del agua en forma más aguda, igualmente las zonas más húmedas pueden experimentar problemas de insuficiencia o contaminación de sus caudales hídricos.

Hay dos tipos de actitudes frente al agua, ambas inapropiadas. Por un lado se la despoja de valor. El agua es un bien desechable y contaminable, accesible con sólo abrir una llave o accionar una bomba, recipiente que se presume indestructible e inalterable, para deshacerse de todos los residuos sociales. Por otro lado, se trata de darle valor mercantil, transformarla en una mercadería sometida a las reglas irreales de un mundo financiero incoherente e injusto.

Es el único planeta conocido que está cubierto de una capa acuosa líquida. Océanos, ríos, lagos, humedales, nubes, la mayor parte de sus rasgos superficiales están constituidos por agua.

Sin embargo, a pesar de la abundancia global, los seres humanos estamos teniendo problemas de escasez de agua, cada vez más frecuentes, cada vez más intensos, cada vez más devastadores.



Si bien el agua existe, no está donde se la necesita. Y cuando se la encuentra, su calidad degradada la hace inutilizable.

El agua, base de la vida, de los ecosistemas, de los ciclos naturales terrestres, ha pasado a ser, tan sólo un recurso. Y un recurso devaluado. Al secar los lagos, ríos y acuíferos estamos secando nuestras propias vidas. Al degradar el agua, estamos contaminando el futuro. La sequía que estamos causando es voluntaria. El Mundo del agua está aún aquí, con nosotros. Si aprendemos a comprenderlo y respetarlo, todavía podremos sumergirnos en él para vivir plenamente en el futuro.

### **02.01.03 EL AGUA Y LAS CIUDADES**

La piedra angular de toda población sana es tener acceso al agua potable. Desde tiempos de la revolución de la agricultura y los inicios de la vida sedentaria en los años 9.000-10.000 A. de C., comenzaron los primeros esfuerzos por controlar el caudal de agua, proveniente de manantiales, fuentes y arroyos. Ya a partir del segundo milenio A. de C., en las antiguas ciudades, el suministro de agua es mediante gravedad, con tuberías o canales y sumideros.

Tales sistemas de abastecimiento no distribuían agua a viviendas individuales, sino que a un lugar central desde el cual la población podía llevarla a sus hogares. Estos sistemas eran con frecuencia inadecuados y apenas cubrían las modestas demandas sanitarias,



por lo que nace la construcción de acueductos para transportar agua desde fuentes lejanas.

Luego de la caída del Imperio Romano, se dio comienzo a una época de retroceso en la tecnología hídrica, lo que provocó que el saneamiento y la salud pública sufrieran un declive en Europa.

Hasta mediados del siglo XVII, los materiales de construcción utilizados en redes para el suministro de agua eran tuberías hechas de madera, arcilla o plomo, que apenas lograban resistir bajas presiones, sin embargo las redes generalmente estaban instaladas de acuerdo a la línea del gradiente hidráulico.

A pesar de los nuevos desarrollos en tecnología en los sistemas de suministro de agua potable, con el explosivo crecimiento de las ciudades, los residuos generados en éstas, comenzaron a contaminar tanto sus propias fuentes de abastecimiento como las de otras ciudades. Entonces, ya no sólo se comienza a desarrollar nuevas tecnologías para el mejoramiento de las redes, sino que además, comienza la preocupación por la protección de la salud de los consumidores con métodos de tratamiento para las aguas. Recién en 1900 aproximadamente, se dio inicio a la aplicación de tratamientos en las ciudades, en que fueron puestos en uso los filtros, que redujeron fuertemente las enfermedades provocadas por ingerir agua potable, aunque con la introducción de la desinfección





con cloro, aumentó enormemente la eficacia de los tratamientos en el agua potable.

Uno de las causas más importantes del agotamiento y degradación de los recursos hídricos en el mundo actual son las aglomeraciones urbanas. Para su funcionamiento las ciudades requieren grandes volúmenes de agua. El suministro doméstico, municipal e industrial, el riego de jardines, espacios verdes y huertas, la higiene de los establecimientos comerciales, ferias, plazas y otros sitios análogos, consumen considerables del líquido vital, frecuentemente, más de lo que se puede extraer de pozos y cursos de agua cercanos.

#### **02.01.04 EL AGUA EN LOS SECTORES RURALES**

La realidad en las zonas rurales es significativamente diferente. El usuario juega un papel mucho más activo, ya que tanto la gestión del recurso como el mantenimiento de los equipamientos recaen forzosamente en la esfera de su responsabilidad, al no haber servicios especializados ni otras autoridades que puedan y/o quieran asumir tales cargas. Conocer, entender, motivar y formar a los usuarios son, por tanto, tareas que deben integrar el listado de objetivos y actividades del proyectista de los abastecimientos de agua en medio rural.



Según Agüero (Ref.35), El agua y saneamiento son factores importantes que contribuyen a la mejora de las condiciones de vida de las personas. Lamentablemente, no todos tenemos acceso a ella. Las más afectadas son las poblaciones con menores ingresos. Según revelan cifras actuales, en el Perú existen 7.9 millones de pobladores rurales de los cuales 3 millones (38%) no tienen acceso a agua potable y 5.5 millones (70%) no cuentan con saneamiento. Esta falta trae consecuencias negativas sobre el ambiente y la salud de las personas y, en los niños y niñas el impacto es tres veces mayor.

En los últimos 5 años y con el financiamiento del Banco Mundial, el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento a través del Programa Nacional de Agua Potable y Saneamiento Rural (PRONASAR), viene implementando masivamente proyectos de agua y saneamiento con Operadores Regionales. Dentro de sus actividades incorpora los componentes de Infraestructura, Educación Sanitaria, Gestión de las Juntas Administradoras de Servicios de Saneamiento (JASS) y fortalecimiento a la unidad técnica municipal (UTM).

En el caso de comunidades rurales que se encuentran aisladas geográficamente, es necesario evaluar alternativas de diseño y analizar costos, tomando en cuenta la condición de difícil acceso.



---

## 02.01.05 SITUACIÓN DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN ZONAS

### RURALES DE AMÉRICA LATINA

La cobertura de agua potable en 25 países de América Latina y el Caribe para fines de 1988 (Castro de Esparza, 1997), fue de 291.6 millones de habitantes en áreas urbanas y 124 millones en zonas rurales. Sin embargo, la cobertura registrada corresponde únicamente a un acceso al agua, pero la cantidad real de población que cuenta con agua potable es desconocida. Esta cobertura para las comunidades rurales es aún más incierta, ya que por lo general, este tipo de comunidades se caracteriza por ser muy dispersa y en consecuencia el agua que ingieren tiene un tratamiento deficiente o bien, este proceso es inexistente.

Por otro lado, Vosseler et al. (1999) citan que “...todo el mundo tiene el derecho al acceso a agua potable...”, declaró la OMS en la conferencia de Mar del Plata en 1977. Sin embargo, en los países en vías de desarrollo 80% de las epidemias se deben al consumo de agua de mala calidad (OMS, 1980).

Así pues es principalmente en las zonas rurales y en los suburbios de las grandes ciudades de países en vías de desarrollo donde se tiene una cobertura de agua potable y saneamiento insuficientes.

En América latina, aproximadamente 85 de los 435 millones de habitantes carecen de agua potable, y de estos, 50 millones viven en zonas rurales. De acuerdo con el Banco Mundial (1994), la cobertura



del servicio de agua potable en zonas urbanas de América Latina fue de 85%, mientras que para las zonas rurales tan sólo se alcanzó el 50%.

Hoy en día, no existen datos realmente confiables en los países en desarrollo, acerca de los volúmenes requeridos de agua para consumo humano, es por ello que se piensa que unos cuantos litros /habitante/día son suficientes, sobre todo en aquellas comunidades donde para abastecerse del vital líquido es necesario recorrer varios kilómetros. De acuerdo con la OMS (Organización Mundial de la Salud, 1979), el consumo de agua en ciudades pequeñas y comunidades rurales abastecidas por hidrantes, oscila entre 20 y 40 litros/habitante/día.

En las comunidades rurales de Norteamérica, según el US Joint Committee on Rural Sanitation (1961), se evaluó un consumo de 38 l/h/d para casas contando con una bomba de mano, 57 l/h/d cuando existe suministro en la cocina y de 190 l/h/d cuando se tiene acceso al agua fría y caliente (cocina, lavado de ropa, regadera y WC o servicio sanitario).

## **02.01.06 EL SUMINISTRO DE AGUA EN EL PERÚ**

### **02.01.06.01. RECURSOS HÍDRICOS**

El agua superficial disponible en el Perú es abundante, constituyendo un gran potencial. No obstante, los factores que



afectan el clima del país originan una gran variedad y discontinuidad del recurso del agua a través del tiempo. La pérdida de la calidad del agua es crítica en algunas regiones del país y se debe fundamentalmente a la contaminación por afluentes provenientes de las actividades productivas de la industria, sobre todo la industria minero-metalúrgica, y por los desechos domésticos y agroquímicos, que afectan fuentes de abastecimiento de agua y ponen en riesgo la salud de la población.

La demanda de agua en nuestro país sigue y seguirá incrementándose conforme pasen los años.

Esta realidad se debe al crecimiento y a la mayor migración de la población rural hacia los grandes centros urbanos, el aumento de los niveles de vida, a la modificación de los hábitos en el consumo de los alimentos y a las crecientes necesidades de energía.

Además de los aspectos mencionados, la situación se complica aún más por los inesperados efectos del cambio climático global, los niveles de contaminación de las fuentes naturales, la actitud de indiferencia de la población y la gestión desordenada de los recursos hídricos.

Algunas regiones de nuestro país están llegando al límite de la escasez en la explotación de sus recursos hídricos y está surgiendo en el espectro de posibles rivalidades por el agua, no sólo entre diferentes regiones, sino también entre distintos sectores de actividad productiva y entre zonas rurales y urbanas.



Desde los años 80 del siglo XX se discutieron varios anteproyectos de una ley General de Aguas para el manejo de recursos hídricos. Recién el 31 de Marzo del año 2009 se promulgó la Ley de Recursos Hídricos (Ley N°29338). Esta Ley contempla un proceso de profunda reforma de la institucionalidad pública, focalizándolo en la concertación de las entidades estatales y privadas involucrada en la gestión de recursos hídricos.

#### **02.01.06.02. DISPONIBILIDAD HÍDRICA EN EL PERÚ**

El Perú es un País rico en agua, pero lamentablemente el 98% del agua que precipita sobre su superficie en forma de lluvia, escurre por la amazonia hacia el océano atlántico. El resto del Perú vive con el 2% del agua producida y que no es de fácil disponibilidad. En forma paradójica, las aguas subterráneas son casi desconocidas y están prácticamente inexploradas en la costa del Perú.

INRENA estima reservas totales de entre 35 y 40.000 millones de m<sup>3</sup> de agua subterránea contenidas en napas de las cuencas costeras. Sin embargo, al año 2004 sólo había efectuado mediciones en 8 valles, donde había determinado un volumen total de 9.025 millones de m<sup>3</sup> de existencia de aguas en el subsuelo. No se han hecho estudios que determinen la recarga o renovación de los acuíferos estudiados, y el balance hídrico que determine su sustentabilidad y la seguridad de su abastecimiento a largo plazo.



Asimismo INRENA ha inventariado un total de 27.000 pozos en la costa, repartidos en 37 cuencas. La mayoría son pozos rústicos construidos a tajo abierto (pozos-cochas) con escaso rendimiento y para uso doméstico rural. Sólo el 22% (6.167 pozos) son tubulares, pero muchos carecen de equipos y un alto porcentaje (39%) está abandonado o inutilizado, mientras que los restantes se utilizan mayormente sólo en épocas de estiaje y sequía, por sus altos costos de operación.

El uso del agua subterránea varía entonces según la disponibilidad del agua superficial de cada año, y se estima que anualmente fluctúa entre 1.267 millones de m<sup>3</sup> como mínimo, y 1.841 millones de m<sup>3</sup> como máximo, según diversas fuentes.

Puede estimarse en promedio al año, una extracción de 1.511 millones de m<sup>3</sup> de aguas subterráneas. De ellas, 995 millones de m<sup>3</sup> se destinan para la agricultura y permiten regar unas 60.000 hectáreas con riego tecnificado. Otros 366,5 millones de m<sup>3</sup> se destinan al consumo de agua potable, principalmente en la Gran Lima, y entre 137 y 550 millones de m<sup>3</sup> al uso industrial y minero.

### **02.01.07 TEORÍA HIDRÁULICA**

Antes de proceder al dimensionado y la construcción del sistema, vamos a plasmar los fundamentos teóricos vigentes en



un sistema de distribución y abastecimiento de agua por gravedad.

Para imprimir movimiento al agua es necesario aplicarle una determinada energía. En un sistema de abastecimiento de agua por gravedad la fuente de dicha energía es, como su propio nombre apunta, la ejercida por el campo gravitatorio terrestre. La cantidad de dicha energía que posee el sistema está determinada por las elevaciones relativas entre todos los puntos del sistema.

Una vez se haya construido, todos los puntos del sistema estarán fijados y no podrán moverse, con lo que las alturas relativas no variarán.

Consecuentemente para cualquier sistema existe una cantidad fija específica de energía gravitatoria disponible para poder mover el agua, así pues, se buscará el diseño ideal del trazado de tuberías para poder transportar el agua a determinados flujos deseados a partir del manejo preciso de esta energía contemplando, por un lado, conservarla y, por otro, disiparla por medio de las pérdidas ocasionadas por fricción.

#### **0.2.01.07.01 HIDROSTÁTICA**

La hidrostática es la parte de la Hidráulica que estudia los líquidos en reposo. En este apartado, sólo se destaca el caso en el que el agua está en reposo en una tubería que pertenece a un sistema de abastecimiento de agua. En dicho





caso, el sistema está en equilibrio estático y las presiones que se miden son iguales en cualquier punto. Es decir, que si en cualquier punto del sistema insertamos un tubo piezométrico, la columna de agua que ascendería por dicho tubo se elevaría hasta justamente la línea de carga estática del sistema, o lo que es lo mismo, hasta el nivel más alto del sistema, por ejemplo, el de la superficie libre de un depósito. A continuación, se incluye una representación gráfica de lo planteado.

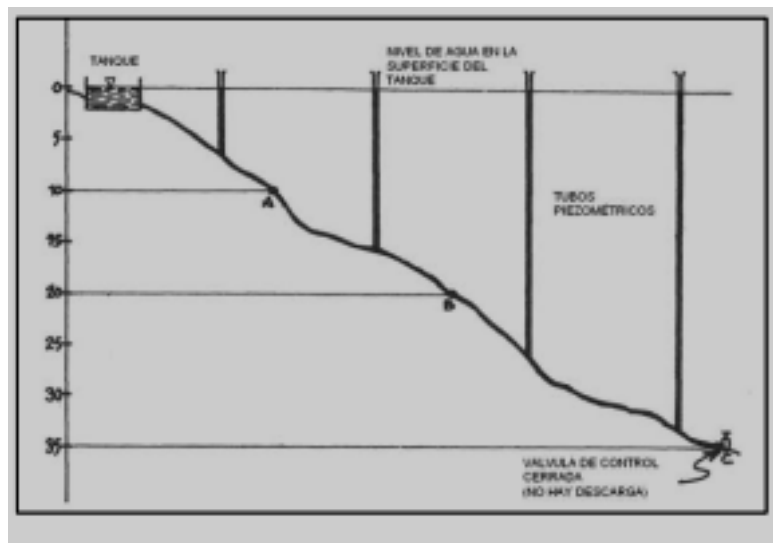


Figura N° 01: Equilibrio Estático

Puesto que no hay pérdidas de energía, la línea hidrostática se mantiene perfectamente horizontal.

### 0.2.01.07.02 CARGA HIDROSTÁTICA

En hidráulica, por comodidad, las unidades que se suelen emplear para medir presiones, en vez de bares ( $1 \text{ bar} \approx 1 \text{ kg/cm}^2$ ) son las equivalentes a la altura en metros de la



columna de agua de superficie  $1 \text{ cm}^2$  que ejercería dicha presión. Según la fórmula  $P = P_{\text{referencia}} + \rho g h$ , si igualamos  $1 \text{ kg/cm}^2$  a  $\rho g h$ , con  $\rho = 1000 \text{ kg/cm}^3$  y  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ , despejando la  $h$  deducimos que  $1 \text{ kg/cm}^2$  es igual a 10 metros de presión (10 mca ó metros de columna de agua). Un caso en el que también se emplea mucho esta equivalencia es en la medición de presiones barométricas, con los milímetros de mercurio.

#### 0.2.01.07.03 HIDRODINÁMICA

Supongamos ahora que, en el caso anterior, se abre parcialmente la válvula de control, permitiendo que circule un pequeño caudal de agua (suponiendo que el tanque se rellena a la misma velocidad a la que va perdiendo el agua, de tal manera que el nivel de la superficie permanezca constante). Lo que se observará es que el nivel de las columnas de agua que hay dentro de los tubos piezométricos instalados a lo largo de la tubería va a decrecer un poco. A medida que la válvula de agua se abre poco a poco para permitir que circule un mayor caudal, los niveles de dichas columnas decrecerán aún más, como se puede apreciar en la siguiente figura.

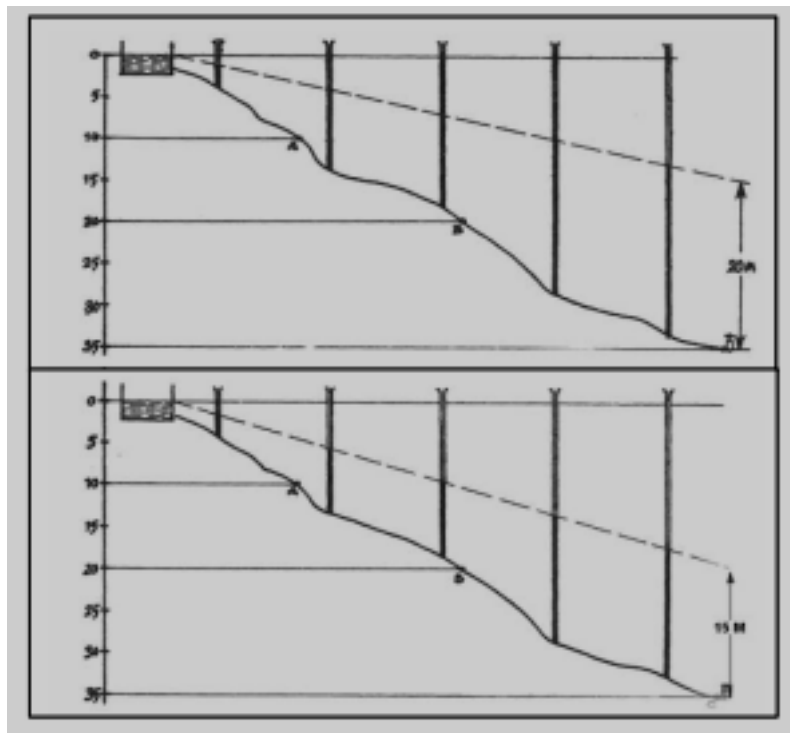


Figura N° 02: Equilibrio Dinámico

Se observa que las alturas de las columnas en los tubos forman una nueva línea (línea discontinua en la figura 2) con cada uno de los caudales que circulan por el sistema. Para un flujo constante la línea formada por las distintas alturas permanecerá invariante. Esta condición se denomina de equilibrio dinámico. La línea formada por los niveles de las distintas columnas se denomina línea piezométrica o de gradiente hidráulico. Para cada flujo determinado existe una línea piezométrica correspondiente.



#### **0.2.01.07.04 LÍNEA PIEZOMÉTRICA**

La línea piezométrica es una indicación de la energía presente en cada punto de la tubería.

La distancia vertical desde la tubería a la línea piezométrica es la medida de carga hidrostática y la diferencia entre la línea piezométrica y el nivel estático representa la carga hidrostática que se ha perdido por fricciones. Puesto que la presión del agua en los interfaces agua / aire es la atmosférica (considerada como referencia cero), cada vez que nos encontremos en un punto con estas características, la línea piezométrica deberá descender hasta el cero también.

Una línea piezométrica se podría conseguir en la realidad colocando tubitos derivados verticalmente en los puntos que se desee de la tubería (tubos piezométricos). Si se hiciera un pequeño orificio, el agua ascendería hasta alcanzar el nivel necesario y suficiente para equilibrar la presión que hay en cada punto de la tubería en donde se colocó el tubo piezométrico. Uniendo los puntos que ha alcanzado el agua en cada tubo piezométrico nos dará la línea piezométrica.



Para el trazado de la línea piezométrica, se calculan las pérdidas de carga entre un punto y otro del sistema y se traza una recta que una las distintas cargas hidráulicas entre ellas. Se suele calcular la línea piezométrica para dos casos: para cuando todos los puntos de servicio (ej. grifos) están abiertos y para cuando todos están cerrados. De esta manera sabremos cuáles son los puntos de máxima y mínima presión, para poder asegurar que estarán dentro de los límites permitidos.

#### **0.2.01.07.05 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD Y TEOREMA DE BERNOULLI**

En este apartado exponemos la ecuación de continuidad y el teorema de Bernoulli aplicados a sistemas de abastecimiento de agua por gravedad puesto que ambos son clave para el entendimiento del funcionamiento y naturaleza de dichos sistemas.

#### **A. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD**

La ecuación de continuidad constituye la expresión analítica del principio de la conservación de masa, es decir, en el movimiento de un fluido su masa no sufre variación. Sean 1 y 2 dos secciones transversales de un tubo de corriente de áreas  $S_1$  y  $S_2$ .



En el interior de este tubo consideramos las líneas de corriente cuyas secciones transversales tienen por áreas  $S_1$  y  $S_2$ . En la sección 1 la velocidad normal a la sección transversal elemental  $S_1$  es  $v_1$  y, análogamente, para  $S_2$  será  $v_2$ . El caudal máximo entrante por la sección  $S_1$  tiene que ser igual al saliente por la sección  $S_2$ , pues de lo contrario se produciría una variación de la masa fluida en el interior del elemento de corriente, lo cual es imposible en un movimiento permanente de un fluido incompresible, pues la densidad  $\rho$  es constante. Por lo tanto:

$$v_1 \cdot S_1 = v_2 \cdot S_2 = Q$$

Donde  $v_1$  y  $v_2$  son las velocidades medias de las secciones 1 y 2 respectivamente. La aplicación directa de la Ecuación de Continuidad es determinar los caudales mínimos y máximos deseados para cada diámetro de tubería. La velocidad máxima de flujo deseado se toma como 3 m/s y la mínima 0,6 m/s. Puesto que se conocen los diámetros de las tuberías y de ahí las secciones transversales, se podrá deducir cuál es el caudal necesario.



## B. TEOREMA DE BERNOULLI

En los sistemas de distribución de agua por gravedad se puede simplificar diciendo que la energía está presente de cuatro formas diferentes: como energía potencial, presión, velocidad y fricción. La Ecuación de Bernoulli es simplemente una ecuación de energía que relaciona entre sí cada uno de estas formas de energía presentes en un fluido sometido a un campo gravitatorio.

## C. ECUACIÓN DE BERNOULLI PARA EL CASO REAL

Así pues, en el caso real, la diferencia está en que sí se contemplan las pérdidas de energía que sufre el sistema. Es decir, que la energía ya no se va a conservar puesto que parte de ella se pierde por fricción y turbulencia del agua. La Ecuación de Bernoulli queda de la siguiente manera:

$$\frac{P_1}{\rho} + \frac{1}{2} \cdot V_1^2 + gz_1 = \frac{P_2}{\rho} + \frac{1}{2} \cdot V_2^2 + gz_2 + \Delta H = cte$$

Siendo  $\Delta H$  el término que refleja las pérdidas de energía del punto 1 al punto 2. El término incluye las pérdidas de energía por fricción del agua con la tubería, las pérdidas de carga debidas al paso del agua por válvulas, codos, tees, etc. y las pérdidas ocasionadas por las turbulencias internas de las moléculas de agua unas contra otras.



De nuevo, además de las simplificaciones contempladas para el caso anterior, para un sistema de distribución de agua por gravedad con pérdidas existe esta otra simplificación: las pérdidas de carga debido al paso del agua por singularidades en un tramo de tubería de más de 1000 diámetros de largo son despreciables.

La energía correspondiente a la velocidad sigue siendo muy pequeña en comparación con las otras pero ahora la línea piezométrica se separa de la LNE debido a las pérdidas de carga por fricción. La nueva línea piezométrica tendría un aspecto más parecido al que se representa en el siguiente perfil hidráulico:

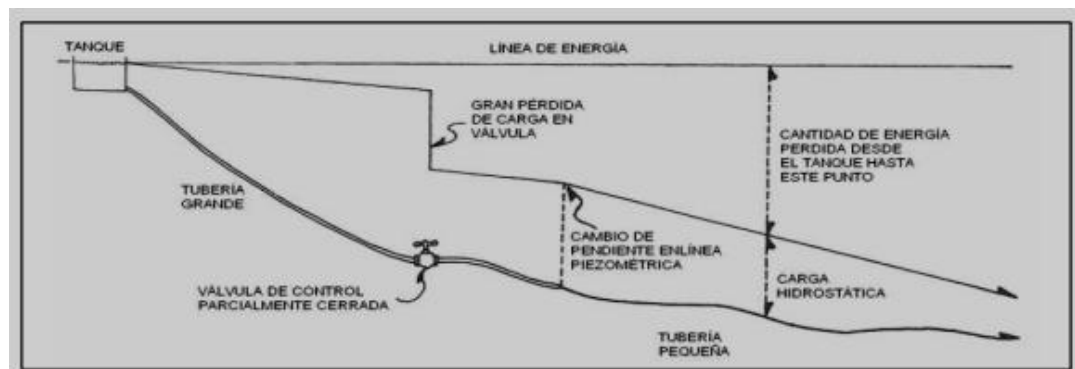


Figura N° 03: Gráfico de la Ecuación de continuidad

## 02.01.07.06 PÉRDIDAS DE CARGA

### A. PÉRDIDAS DE CARGAS CONTINUAS

Para calcular las pérdidas de carga debidas al rozamiento continuo, resulta imprescindible definir previamente el tipo de





flujo que se produce en la tubería en las condiciones del problema que tratamos de resolver.

Para clasificar acertadamente el tipo de flujo que se origina al transportar el agua por una tubería a presión hay que determinar previamente los parámetros adimensionales número de Reynolds,  $Re$ , y la rugosidad relativa de la tubería ( $k/D$ ). Aunque las fórmulas logarítmicas tienen mayor precisión que las empíricas (como por ejemplo las de Colebrook o Karman-Prandtl), en algunas de éstas los valores del coeficiente de rugosidad son mejor conocidos por la experiencia que los valores de la rugosidad absoluta equivalente, lo que permite resolver con suficiente aproximación los problemas relativos a las pérdidas de carga debidas al rozamiento continuo en las tuberías que transportan agua a presión. Las fórmulas empíricas deben aplicarse siempre en las condiciones de flujo y dentro de la gama de valores avalados por la experiencia.

Con la fórmula empírica de Darcy-Weisbach obtendremos valores de pérdidas de carga mayores a las reales, especialmente cuanto mayor sea la velocidad (o el caudal) del fluido. Es decir, que se obtienen resultados sobredimensionados.



Puesto que no hay gran diferencia entre procedimientos, se empleará la experimental de Hazen - Williams, puesto que resulta más rápido de calcular.

## B. PÉRDIDAS LOCALES

Elementos como codos, tees, válvulas, etc. actúan como puntos concentrados de pérdidas por fricción. Las pérdidas que ocasiona dependen de su forma y del caudal que circule por ellos.

Estas pérdidas de carga se calculan obteniendo la longitud equivalente de tubería que ocasionaría las mismas pérdidas.

A continuación, se incluyen relaciones L/D (longitud/diámetro) de distintos elementos, que es como se suele trabajar normalmente:

Por ejemplo, el equivalente de tubería de un codo de 90° de hierro galvanizado de 1-1/2” es:

Elemento	L/D
Te (salida bilateral)	68
Te (paso directo)	27
Reducción gradual	06
Ampliación gradual	12
Válvula de compuerta abierta	8
Válvula de globo abierta	350
Salida de tubería	35
Codo 90° (radio corto)	33
Entrada Normal	17
Entrada mallada	150
Codo 90° (radio largo)	45
Curva de 90°	30
Codo de 45°	20
Curva de 45°	15
Unión	7

**Tabla N° 03:** Pérdidas de Carga en las partes de una Tubería



### C. CARGA RESIDUAL

Es la cantidad de energía que permanece en el sistema después de que el caudal deseado haya llegado al punto de descarga. Representa la energía gravitatoria que sobra. Si se instala una válvula de control en el punto de descarga, se disipará dicha carga residual. Aunque reduzca el flujo de agua, probablemente conlleve a características más deseables de presión en el sistema.

#### **Carga residual negativa:**

Indica que no hay suficiente energía gravitatoria para desplazar la cantidad de agua deseada, así que dicha cantidad de agua no fluirá. La línea piezométrica se debe recalcular empleando un caudal más pequeño y/o tuberías de mayor tamaño.

#### **Carga residual positiva:**

Indica que existe un exceso de energía gravitatoria en el sistema. El sistema podría incluso desplazar una cantidad de agua mayor a la establecida. Si se permite que descargue libremente, la carga residual positiva hará que el caudal que circula por las tuberías tienda a aumentar. A medida que el caudal incrementa, las pérdidas de carga por fricción disminuirán la carga residual



en el punto de descarga. El flujo aumentará hasta que la carga residual sea reducida a cero.

### **Flujo natural:**

Cuando la carga residual es cero en una tubería que descarga libremente a la atmósfera, significa que el máximo caudal de agua se está desplazando por dicha tubería. Esto es el flujo natural de la tubería, el caudal máximo de agua que puede desplazarse por acción de la gravedad.

El flujo natural se puede controlar por medio de un dimensionado selectivo de las tuberías.

Si el flujo natural de una tubería supera el caudal que se obtiene de la fuente de agua, la tubería descarga más rápido de lo que se llena, con lo que nunca irá totalmente llena de agua. En este caso, la línea piezométrica irá sobre la superficie del agua, en el interior de la tubería. Si no hay puntos de servicio en el camino, no hay mayores consecuencias. Sin embargo, en presencia de un punto de servicio, como un grifo, es muy importante que la tubería circule totalmente llena de agua, para asegurar el buen funcionamiento de la grifería.



Las tuberías que no puedan ir llenas del todo con agua deberán incluir una válvula de control en los puntos de descarga. que se ajusta hasta que se alcanza el caudal deseado. En la práctica, las válvulas de control se ajustan cuando todos los puntos de descarga están abiertos.

Así, los usuarios no tienen que estar constantemente reajustando las válvulas de control cada vez que se abre o se cierra un grifo.

## **02.01.07.07 LÍMITES DE PRESIÓN Y DE VELOCIDAD**

### **A. LÍMITES DE PRESIÓN**

Todas las tuberías serán capaces de resistir una presión de trabajo determinada. Las diferentes presiones máximas que puedan aguantar las tuberías vienen definidas por el timbraje, que es el espesor de las paredes. El timbraje se selecciona de acuerdo con las condiciones de trabajo a la que está sometida la instalación.

La tubería de HG (hierro galvanizado) aguanta una presión máxima de hasta 25 atm, se emplea en los lugares donde la presión dentro de la tubería excede



los 175 metros o donde enterrar la tubería resulta imposible por las condiciones del terreno.

Las tuberías de PVC tienen varios tipos de timbrajes diferentes, de 4 atm, 6 atm, 10 atm y 16 atm, para presiones mayores de 16 atmósferas se utiliza Hierro galvanizado.

Todas las tuberías mencionadas tienen un factor de seguridad incluido que permite que la presión sobrepase la cantidad indicada por unos pocos metros sin problemas, pero sólo si es absolutamente necesario. Estas tuberías tienen una vida de aproximadamente 50 años en el caso de que se estén empleando correctamente según las indicaciones del fabricante. En los perfiles hidráulicos con forma de “u”, donde primero se baja y acto seguido se sube, se puede llegar a tener presiones muy elevadas, con lo cual, en estas situaciones, muchas veces se combinan los tres tipos de tubería.

## **B. LÍMITE DE PRESIÓN MÍNIMA**

Como norma general, se debe evitar diseñar sistemas en los que la línea piezométrica descienda a menos de 10 metros del suelo. Por supuesto, se evitará que



la línea piezométrica vaya bajo tierra en ningún momento. Si esto sucediese, lo que tenemos es una “presión negativa” no deseable para nuestro sistema. Lo que significa esto es que el agua está siendo succionada desde abajo y no empujada desde arriba. Esta succión puede aspirar agua contaminada e introducirla en el sistema desde el exterior a través de uniones o pequeñas fugas que no estén totalmente cerradas o selladas. Además, este tipo de presiones pueden extraer el aire disuelto en el agua creando bolsas de aire en los puntos altos del sistema.

### C. LÍMITE DE VELOCIDADES

Si la velocidad del fluido que circula por una tubería es excesivamente elevada, las partículas en suspensión que se encuentren en el agua pueden ocasionar desgastes excesivos por erosión en el interior de la tubería.

Y si la velocidad del agua es demasiado baja, estas partículas en suspensión pueden llegar a sedimentar en puntos bajos del tramo de tubería, obstruyendo el conducto con el tiempo si no es atendido. Las velocidades recomendadas son:

Máxima: 3,0 m/s.

Mínima: 0,6 m/s.



Cuando una tubería transporta un caudal pequeño de agua, se debe contemplar posibles problemas de sedimentación. Así que se debería construir un tanque de sedimentación en la captación y crear puntos de limpieza en lugares bajos del sistema para poder eliminar toda la materia sedimentada.





## CAPÍTULO III

# MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS



---

## CAPÍTULO III

### MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS

#### 3.0 MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE ESTUDIO

##### 03.01 ESTUDIO DE LA POBLACIÓN

Una población no es otra cosa que muchas personas juntas, cada una con sus criterios, susceptibilidades, motivaciones y preocupaciones. Aunque los sistemas de abastecimiento por gravedad son relativamente sencillos de organizar necesitan cierta cohesión social y capacidad de organización. Evaluar la capacidad de trabajo y el entusiasmo es fundamental, ya que son factores clave que van a determinar el éxito o fracaso de una intervención.

Olvidar las necesidades de un colectivo puede llevar al resentimiento e incluso el sabotaje de las estructuras instaladas. Un ejemplo es un proyecto de agua que utiliza la mayor parte del agua disponible dejando secos a algunos agricultores aguas abajo.

El factor población es el que determina los requerimientos de agua. Se considera que todas las personas utilizarán el sistema de agua potable a proyectarse siendo necesario por ello empadronar a todos los habitantes, identificar en un croquis la ubicación de locales públicos y el número de viviendas por frente de calle; adicionándose un registro en el que se incluya el nombre del jefe de familia y el número de personas que habitan en cada vivienda.



En comunidades rurales es necesario realizar un estudio de población en la que se deducirá la población futura de diseño, para calcular los diferentes caudales de diseño (más adelante se detalla dicho cálculo).

La determinación de la población actual, se podrá realizar de la siguiente forma:

- a. Recuento del número de viviendas y sus habitantes de cada una.
- b. Recuento de viviendas y multiplicar por el promedio de habitantes. (densidad poblacional = habitantes/lote).

### **03.02 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA POBLACIÓN**

Los métodos más utilizados en la estimación de la población futura son:

#### **MÉTODOS ANALÍTICOS**

Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Es evidente que este ajuste dependerá de las características de los valores de población censada, así como de los intervalos de tiempo en que estos se han medido. Dentro de los métodos analíticos tenemos el aritmético, geométrico, de la curva normal, logística, de la ecuación de segundo grado, el exponencial, de los incrementos y de los mínimos cuadrados.



## MÉTODOS COMPARATIVOS

Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, ya sea en función de datos censales anteriores de la región o considerando los datos de poblaciones de crecimiento similar a la que se está estudiando.

## MÉTODO RACIONAL

En este caso para determinar la población, se realiza un estudio socioeconómico del lugar considerando el crecimiento vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y población flotante.

El método más utilizado para el cálculo de la población futura en las zonas rurales es el analítico y con más frecuencia el de crecimiento aritmético y es el método elegido para esta tesis. Este método se utiliza para el cálculo de poblaciones bajo la consideración de que estas van cambiando en la forma de una progresión aritmética y que se encuentran cerca del límite de saturación.

La fórmula de crecimiento aritmético es:

$$P_f = P_a (1 + rt) / 1000$$

Dónde:

$P_f$  = Población futura.

$P_a$  = Población actual.



$r$  = Coeficiente de crecimiento anual por 1000 habitantes.

$t$  = Tiempo en años.

Para la aplicación de ésta fórmula es necesario conocer el coeficiente de crecimiento ( $r$ ) pudiéndose presentar 2 casos. En el primer caso, además de contar con los datos recopilados en el estudio de campo, se considera la información censal de periodos anteriores.

### 03.03 PERIODO DE DISEÑO

En la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto el periodo de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones.

Para determinar el periodo de diseño se consideran factores como: durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento.

Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el periodo de diseño aconsejable.



A continuación, se indican algunos rangos de valores asignados para los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua potable para

Poblaciones rurales:

- Obras de captación: 20 años.
- Conducción: 10 a 20 años.
- Reservorio: 20 años.
- Redes: 10 a 20 años (tubería principal 20 años, secundaria 10 años).

Para todos los componentes, las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable en el medio rural del Ministerio de Salud recomiendan un periodo de diseño de 20 años.

### **03.04 DEMANDA DE AGUA**

Los principales factores que afectan el consumo de agua son: el tipo de comunidad, factores económicos y sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad. Independientemente que la población sea rural o urbana, se debe considerar el consumo doméstico, el industrial, el comercial, el público y el consumo por pérdidas.

Las características económicas y sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda, siendo importante la variación de consumo por el tipo y tamaño de la construcción.



El consumo de agua varía también en función al clima, de acuerdo a la temperatura y a la distribución de las lluvias; mientras que el consumo per cápita, varía en relación directa al tamaño de la comunidad.

El Consumo se clasifica según el tipo de usuario en: Doméstico, Comercial, Industrial o de servicios públicos. El tipo doméstico se divide a su vez en Popular, Medio y Residencial, dependiendo del nivel económico del usuario. El Industrial se divide en Turístico e industrial, cuando las demandas parciales sean significativas con respecto a la total.

Los climas extremos incrementan el consumo, en el cálido para satisfacer las necesidades humanas y en el frío aunque disminuye el consumo humano se incrementa el consumo por las fugas.

La disponibilidad del agua también repercute en el consumo, a mayor dificultad de obtención menor cantidad distribuida.

Población		Dotación lt/hab/día
Tipo	Habitantes	
RURAL	400 - 1000	60 - 80
	1000 - 1500	80 - 100
	1,500 - 2,000	100 - 150

**Cuadro N° 01:** Dotación de Agua Para Consumo Humano



## A.- VARIACIONES DE CONSUMO

Tan importante como la cantidad de agua consumida diariamente en que momentos se consume. Si a las 9:00 AM se consume el doble de agua que la media diaria, la capacidad de transporte del sistema tendrá que ser el doble para cubrir esta punta de consumo.

Un modelo a seguir y tener en consideración es la siguiente:

$$\text{CONSUMO} = \text{POBLACIÓN} \times \text{DOTACIÓN}$$

### VARIACIONES DIARIAS

La mayoría de poblaciones siguen una dinámica parecida. El consumo de agua por la noche es mínimo. En las primeras horas de la mañana se produce un pico de consumo. Las personas se están duchando, recogiendo agua para cocinar o lavar y llegan a consumir un 45-65% de su consumo diario en unas pocas horas. A media tarde hay otro pico más pequeño 20-30%.

Medir la variación de consumo de una población es laborioso y complicado, y no siempre es factible. Se debe medir simultáneamente un gran número de consumidores, ya que la dinámica total es la suma de todas las dinámicas individuales





---

## VARIACIONES SEMANALES

En la mayoría de poblaciones no hay grandes variaciones pero debes estar atento a cambios culturales, mercados, ferias, etc., pueden dejar su huella sobre el consumo de los distintos días de la semana.

Si el patrón diario era complicado de medir, el semanal, que requiere esfuerzo y logística durante una semana, es francamente difícil. Salvo que tengas indicaciones claras de cambios semanales, puedes asumir que el consumo no varía durante la semana. Si las hay, calcula aproximadamente cuáles con esas diferencias. La forma más sencilla sería quizás medir durante una semana el volumen de agua que sale de un depósito.

## VARIACIONES MENSUALES

En vivo contraste, estas diferencias suelen estar remedidas, ya que son la base para la facturación del servicio. Cualquier red cercana que emita factura será capaz de darle información muy precisa. Además las variaciones son importantes, sobre todo con las estaciones.

### B.- CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL ( $Q_m=Q_p$ )

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litros por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente relación:



$$Q_p = Q_m = \frac{P_f \times \text{dotación} (d)}{86400} \quad \text{lt seg}$$

Dónde:

$Q_m$  = Consumo promedio diario (L/s).

$P_f$  = Población futura (hab.).

$d$  = Dotación (L/hab./día).

### C.- CONSUMO MÁXIMO DIARIO ( $Q_{md}$ )

El consumo máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año. Sirve para calcular tuberías y estructuras antes del reservorio, incluso para el volumen del reservorio. Se determina mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{md} = K_1 \times Q_p$$

Dónde:

$K_1$  = Coeficiente de variación diaria, se considera entre el 120% y 150% del consumo promedio anual en caso rural, recomendándose un valor promedio.

**Urbano --- 1.3 a 1.8 (recomendable 1.3)**

**Rural --- 1.2 a 1.5**

### D.- CONSUMO MÁXIMO HORARIO ( $Q_{mh}$ )

Se define al consumo máximo horario como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo. Se estima como el 150% del consumo máximo diario.



$$Q_{mh} = K_2 \times Q_p$$

Dónde:

$K_2$  = Coeficiente de variación horaria.

Población de 2000 a 10000 habitantes ----- 2.5

Población mayores de 10000 habitantes ----- 1.8

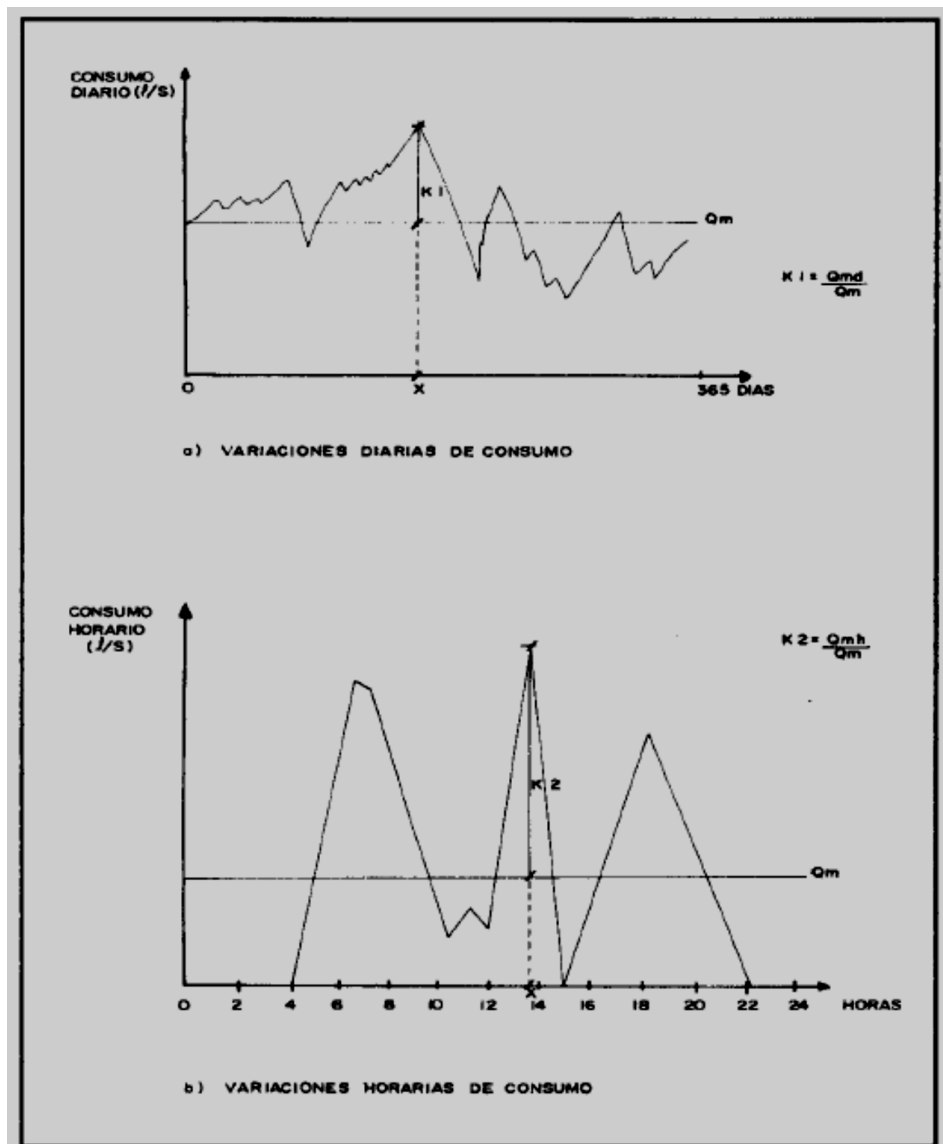


Figura Nº 08: Variaciones de Consumo Horario - Diario



ELEMENTO	GASTO DE DISEÑO
Fuente y Obra de Captación	Qmd
Conducción	Qmd
Aducción(Alimentación a la red)	Qmh
Reservorio	Qp
Red de Distribución	Qmh

#### Consideraciones de Diseño

### 03.05. DISEÑO DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

#### 03.05.01. Consideraciones Básicas

Los sistemas de abastecimiento tienen como función suministrar agua para consumo humano a las redes de distribución, con las presiones de servicio adecuadas y en cantidad necesaria que permita compensar las variaciones de la demanda. Asimismo deberán contar con un volumen adicional para suministro en caso de emergencia.

Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menor que el gasto máximo horario (Qmh).

Los aspectos más importantes a considerarse para el diseño son:



### **a. Capacidad del Reservorio**

Para determinar la capacidad del reservorio, es necesario considerar la compensación de las variaciones horarias, emergencia para incendios, previsión de reservas para cubrir daños e interrupciones en la línea de conducción y que el reservorio funcione como parte del sistema.

El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrada en las 24 horas del día. Ante la eventualidad de que en la línea de conducción pueda ocurrir daños que mantengan una situación de déficit en el suministro de agua, mientras se hagan las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que de oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio.

### **b. Forma del Reservorio**

Los reservorios de almacenamiento pueden ser elevados, apoyados y enterrados. Para el caso de abastecimiento de agua potable en comunidades rurales, resulta tradicional y económica la construcción de un reservorio apoyado de forma cuadrada.



### **c. Ubicación del Reservorio**

La ubicación está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener la presión en la red dentro de los límites de servicio, garantizando presiones máximas en las viviendas más bajas. De acuerdo a la ubicación, los reservorios pueden ser de cabecera o flotantes. En el primer que es de interés casi se alimentan directamente de la captación pudiendo ser por gravedad o bombeo y alimentan directamente de agua a la población.

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la fuente de agua, en la mayoría de los proyectos de agua potable en comunidades rurales los reservorios de almacenamiento son de cabecera y por gravedad. El reservorio se debe ubicar lo más cerca posible y a una elevación mayor al centro poblado.

#### **03.05.02. Casetas de válvulas**

##### **a. Tubería de Llegada**

El diámetro está definido por la tubería de conducción, debiendo estar provista de una válvula compuerta de igual diámetro antes de la entrada al reservorio de almacenamiento; debe proveerse de un by – pass para atender situaciones de emergencia.



b. Tubería de Salida

El diámetro de la tubería de salida será el correspondiente al diámetro de la línea de aducción, y deberá estar provista de una válvula compuerta que permita regular el abastecimiento de agua a la población.

c. Tubería de Limpia

La tubería de limpia deberá tener un diámetro tal que facilite la limpieza del reservorio de almacenamiento en un periodo no mayor a 2 horas. Esta tubería será provista de una válvula compuerta.

d. Tubería de rebose

La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpia y no se proveerá de válvula compuerta, permitiéndose la descarga de agua en cualquier momento.

e. By - Pass

Se instalará una tubería con una conexión directa entre la entrada y la salida, de manera que cuando se cierre la tubería de entrada al reservorio de almacenamiento, el caudal ingrese directamente a la línea de aducción. Esta constará de una válvula compuerta que permita el control del flujo de agua con fines de mantenimiento y limpieza del reservorio.



### 03.05.03. Cálculo de la capacidad del reservorio

Para la presente tesis se realizará el cálculo por el método empírico que se realiza adoptando como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación, siempre que el suministro de la fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento. Así mismo se considerará un volumen de reserva que corresponde al 33% del promedio anual de la demanda cuando no se considera el volumen contra incendio, como es en el presente estudio pues la población no supera los 10000 habitantes. En caso contrario deberá ser determinado en función al horario de suministro. Por tanto, el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_{\text{regulación}} = 0.25 Q_p$$

$$V_{\text{reserva}} = 0.33 Q_p$$

$$V_r = C_1 \times Q_p + C_2 \times Q_p$$

Dónde:

$V_r$  = Volumen de regulación en M<sup>3</sup>/día

$C_1$  = Coeficiente de regulación (mín. 0.25).

$C_2$  = Coeficiente de reserva (mín. 0.33)

$Q_p$  = Consumo promedio diario anual en m<sup>3</sup>.





---

## **03.06. DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN**

### **03.06.01. CONSIDERACIONES BÁSICAS**

La red de distribución es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros, válvulas, grifos y demás accesorios cuyo origen está en el punto de entrada al pueblo (final de la línea de aducción) y que se desarrolla por todas las calles de la comunidad. Para el diseño de la red de distribución es necesario definir la ubicación tentativa del reservorio de almacenamiento con la finalidad de suministrar el agua en cantidad y presión adecuada a todos los puntos de la red.

Para el modelo el diseño de redes de distribución se deben considerar los siguientes criterios:

- La red de distribución se deberá diseñar para el caudal máximo horario.
- Identificar las zonas a servir y de expansión de la población.
- Realizar el levantamiento topográfico incluyendo detalles sobre la ubicación de construcciones domiciliarias.
- Considerar el tipo de terreno y las características de las vías de acceso.
- Para el análisis hidráulico del sistema de distribución se podrá utilizar el método de Hardy Cross, seccionamiento o el método de caudales unitarios.



- Para el cálculo hidráulico de las tuberías se utilizará fórmulas racionales. En el caso de aplicarse la fórmula de Hazen y William se utilizarán los coeficientes de fricción establecidos a continuación:

TIPO DE TUBERÍA	"C"
Acero de costura	120
Acero soldado espiral	100
Cobre sin costura	150
Concreto	100
Fibra de Vidrio	150
Hierro Fundido	100
Hierro Galvanizado	100
Polietileno	140
Policloruro de Vinilo (PVC)	140-150

Fuente: RNE

Tabla N° 05: Coeficiente de Fricción

- El diámetro a utilizarse será aquel que asegure el caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red. Los diámetros nominales mínimos serán: 150mm, 100mm, 50mm, 25mm en redes principales, 20 mm en ramales y 12.5mm en conexiones domiciliarias.
- En todos los casos las tuberías de agua potable deben ir por encima de 1.00 m horizontalmente y 0.30 m verticalmente.
- En cuanto a la presión del agua, debe ser suficiente para que el agua pueda llegar a todas las instalaciones de las viviendas más alejadas del sistema. La presión máxima será aquella que no origine consumos excesivos por parte de los usuarios y



no produzca daños a los componentes del sistema, por lo que la presión dinámica en cualquier punto de la red no será menor de 10m y la presión estática no será mayor de 50m.

- La velocidad mínima en ningún caso será menor de 0.30 m/s y deberá garantizar la auto limpieza del sistema. Por otro lado la velocidad máxima en la red de distribución no excederá los 3 m/s, en casos justificados se aceptará una velocidad máxima de 5 m/s.
- El número de válvulas será el mínimo que permita una adecuada sectorización y garantice el buen funcionamiento de la red. Las válvulas permitirán realizar las maniobras de reparación del sistema de distribución sin perjudicar el normal funcionamiento de otros sectores.

### **03.06.02. MATERIALES**

Para la selección de los materiales de las tuberías se deberá tomar en cuenta los siguientes factores:

- Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.
- Resistencia a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas, tanto externa como interna.
- Características de comportamiento hidráulico del proyecto (presiones de trabajo).
- Condiciones de instalación adecuadas al terreno.
- Vida útil de acuerdo a la previsión del proyecto.



Los materiales más comunes son:

- Poli cloruro de Vinilo (PVC)
- Polietileno
- Fierro Galvanizado
- Fierro Fundido
- Acero

Por otra parte se pueden distinguir dos tipos de tuberías: Las tuberías de unión flexible y las de unión rígida.

### **03.06.03. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO**

#### **A) TIPO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN**

Para el diseño hidráulico podrá realizarse para redes abiertas, cerradas y mixtas o combinadas. Preferentemente deberá formarse circuito cerrado. Su dimensionamiento se realizará en base a cálculos hidráulicos que aseguren caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red.

Los cálculos deben realizarse tomando en cuenta los diámetros internos reales de las tuberías.

#### **1) Redes abiertas:**

Están constituidas por un ramal matriz y una serie de ramificaciones, es utilizado cuando la topografía dificulta o no permite la interconexión entre ramales y cuando las poblaciones



tienen un desarrollo lineal, generalmente a lo largo de una camino o río.

El dimensionamiento de las redes abiertas o ramificadas se realizará de acuerdo con los siguientes criterios:

- Se admitirá que la distribución del caudal sea uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.
- La pérdida de carga en el ramal será determinada para un caudal igual al que se verifica en su extremo.
- Cuando por las características de la población se produzca algún gasto significativo en la longitud de tubería, ésta deberá ser considerada como un nudo más.

El diseño hidráulico se podrá realizará teniendo en cuenta los siguientes criterios: Darcy – Weisbach, Hazen – William.

## **2) Redes Cerradas:**

Son aquellas constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red es el más conveniente y tratará de lograrse mediante la interconexión de tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente, en este sistema se eliminan los puntos muertos.

El flujo de agua a través de ellas estará controlado por dos condiciones:



- El flujo total que llega a un nudo es igual al que sale.
- La pérdida de carga entre dos puntos a lo largo de cualquier camino, es siempre la misma.

Estas condiciones junto con las relaciones de flujo y pérdida de carga, nos dan sistemas de ecuaciones, los cuales pueden ser resueltos por cualquiera de los métodos matemáticos de balanceo.

## B) MÉTODOS DE CÁLCULO

### 1) Para Redes Abiertas:

Para realizar el cálculo hidráulico se podrá hacerlo con el método de las presiones, el cual se detalla a continuación

- Se calcula el caudal unitario o gasto específico ( $q_u$ ) en base al  $Q_{mh}$  y la suma total de longitudes de la Red de distribución.

$$q_u = \frac{Q_{mh}}{LTD}$$

Dónde:

$q_u$  = Caudal unitario en Lps/ml

$Q_{mh}$  = Caudal máximo horario en Lps

$LTD$  = Longitud total de la red de distribución  
en m.



El caudal unitario es calculado también en función al Qmh y el número de viviendas a abastecer.

- Se realiza el cálculo hidráulico con ayuda de esta siguiente secuencia:

**Columna 1:** Corresponde a la identificación del tramo a calcular.

**Columna 2:** Gasto por tramo determinado.

**Columna 3:** Gasto de diseño; este gasto se determina en función a los gastos acumulados por tramo, recomendándose iniciar el cálculo por el tramo final.

**Columna 4:** Longitud del tramo en metros.

**Columna 5:** Diámetro: se asumirá un diámetro inicial en función a las velocidades límites y al gasto de diseño

**Columna 6:** Velocidad determinada mediante la siguiente relación:

$$V = 1.9735 \frac{Q_{\text{diseño}}}{D^2}$$

Siendo  $Q_{\text{diseño}}$  (Col.3) y  $D$  (Col.5) en l/s y pulg. respectivamente.

**Columna 7:** Pérdida de carga unitaria. Se considera que está trabajando con tubería PVC ( $C=140$ ), por lo que la pérdida de carga es determinada por la relación:



$$hf = \left( \frac{Q}{2.492 \times D^2} \right)^{1.85}$$

Siendo Q diseño y D valores que se muestran en las Columnas 3 y 5. El valor de hf será expresado en ‰.

**Columna 8:** Pérdida de carga del tramo. Este valor se obtiene multiplicando la longitud del tramo (Col.4) por la pérdida de carga unitaria (Col.7), siendo:

$$hf = L \times hf/1000$$

**Columna 9:** Para el cálculo de la cota piezométrica inicial se parte del reservorio, considerando la cota del terreno (ver Col.11). Para los tramos siguientes, la cota piezométrica inicial será igual a la cota piezométrica final del tramo anterior.

**Columna 10:** Cota piezométrica final es igual a la diferencia de la Columna 9 y 8:

$$\text{Cota Piez. (f)} = \text{Cota Piez. (i)} - H_f$$

**Columna 11:** Cota inicial del terreno en m.s.n.m.

**Columna 12:** Cota final del terreno en m.s.n.m.

**Columna 13:** Presión inicial. Se calcula mediante la diferencia entre la columna 9 y 11.

$$P(i) = \text{Cota Piez. (i)} - \text{Cota Inicial del Terreno.}$$





---

**Columna14:** Presión Final. Se calcula mediante la diferencia entre la columna 10 y 12.

$$P(f) = \text{Cota Piez. (f)} - \text{Cota Final del Terreno.}$$

Los valores de las presiones iniciales y finales se deben encontrar dentro de los límites recomendados por las Normas del Ministerio de Salud (mínimo 5 m. Y máximo 50 m.), por lo que se concluye que los diámetros seleccionados son los correctos.

## 2) Para Redes Cerradas:

Para realizar el cálculo hidráulico de una red de distribución en un sistema cerrado los métodos más utilizados son el de seccionamiento y el de Hardy Cross.

- **Método de Seccionamiento:**

Este método está basado en el corte de la red proyectada en varios puntos determinados, de tal manera que el flujo de agua sea en un solo sentido y proveniente de un ramal principal.

Consiste en formar anillos o circuitos, los cuales se numeran por tramos; en cada circuito se efectúa un



corte o seccionamiento y se calculan los gastos por cada tramo de la red abierta.

Para un seccionamiento ideal, las presiones en los puntos de corte deben ser iguales, tolerándose una diferencia máxima de 10% con respecto al valor de las presiones obtenidas para cada nudo. Si esto no se comprueba, se deberá alterar convenientemente el diámetro de algunas tuberías o modificar el seccionamiento adoptado. Las redes se calculan para una capacidad de distribución igual al consumo máximo horario, el que puede considerarse uniformemente distribuido a lo largo de toda la tubería, o por áreas según la densidad de población.

Para el chequeo de la presión es necesario calcular las presiones máximas y mínimas, el valor medio, la máxima diferencia y el porcentaje del valor medio. Para evaluar la diferencia de presión se requiere de los valores de presiones máximas y mínimas en los puntos de seccionamiento.

- **Método de Hardy Cross:**

Es un método de tanteos o aproximaciones sucesivas, en el cual se supone una distribución de caudales y se calcula el error en la pérdida de carga de cada circuito.



En cualquier malla de tuberías se deben satisfacer cuatro condiciones:

- ✓ La suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor de un circuito debe ser cero.
- ✓ La cantidad de flujo que entra en un nudo debe ser igual a la cantidad de flujo que sale de ese nudo.
- ✓ El caudal que ingresa a la red debe ser igual al caudal que sale de ella (ver Figura 7.7).

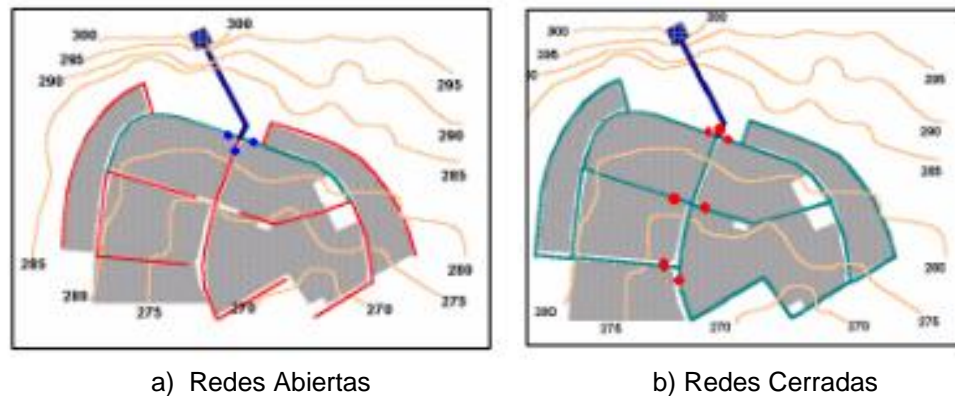
$$Q = Q_6 + Q_8$$

- ✓ Los caudales asignados deben ocasionar velocidades adecuadas a la especificación reglamentaria.

#### 03.06.04. CONSIDERACIONES FINALES

##### a) Válvulas de seccionamiento:

La ubicación y cantidad de válvulas de seccionamiento en una red de distribución se determinan con la finalidad de poder aislar un tramo o parte de la red en caso de reparaciones o ampliaciones, manteniendo el servicio en el resto de esta. Mientras mayor número de válvulas se tengan en la red, menor será la parte sin servicio en caso de una reparación, pero más costoso el proyecto. En poblaciones concentradas deben proveerse de una válvula de ingreso a la red y en los puntos donde exista un ramal de derivación importante.



**Figura N° 18:** Ubicación de Válvulas de Seccionamiento

**b) Válvulas de Purga:**

Las válvulas de purga de lodos se ubicaran en los puntos de cotas más bajas de la red de distribución, en donde se pudieran acumular sedimentos, se deberán considerar sistemas de purga.

**03.06.05. CONEXIONES DE SERVICIO**

En las poblaciones rurales del país existen sistemas de abastecimiento de agua potable que consideran ya sea pileta pública o conexiones domiciliarias. En el primer caso, con la finalidad de limitar la distancia que tendrán que recorrer los usuarios se deben ubicar las piletas en puntos estratégicos dentro del área del centro poblado.



En el segundo caso, las conexiones domiciliarias, que culminan en una pileta son las tuberías de servicio de agua que se instalan a partir de la tubería matriz hasta el interior de cada vivienda.

Debe tenerse en cuenta que las piletas públicas se encuentran expuestas a los daños que pueden ser causados por animales, niños y generalmente por personas ajenas a la comunidad; además, al no tener un cuidado y mantenimiento adecuado, son fácilmente deterioradas afectando el normal funcionamiento del sistema.

Frente a este problema y con la finalidad de garantizar la vida útil de las obras, muchos organismos que trabajan en la implementación de proyectos de agua potable consideran como alternativa la instalación de conexiones domiciliarias, permitiéndose con ello que:

- La familia preste mayor atención a su cuidado ya que al encontrarse la pileta dentro de su vivienda la considera de su propiedad.
- Se facilite el acceso de todos los miembros de la familia, evitando que tengan que recorrer largas distancias para acarrear el agua.

Para la instalación de las conexiones domiciliarias se utiliza, tuberías de 1/2".



---

### **03.07. MODELACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN**

Actualmente existen diversas aplicaciones y software para efectuar la modelación de los diferentes tipos de redes de distribución en un sistema de agua potable, éstas se resuelven las ecuaciones, analizan zonas de presión y/o velocidad, bombas, reservorios en condiciones estáticas y reproducen periodos extendidos con representaciones gráficas y algunos están relacionadas con otros programas como el Auto Cad, Excel, etc

Para redes grandes, las instituciones han desarrollado software que se muestran a continuación:

- LOOP
- WATERCAD
- EPANET

A continuación se detallará los pasos a seguir en la modelación de redes de distribución empleando el software Loop V5.

#### **03.07.01. MODELACIÓN EN LOOP**

El programa utilizado tiene como nombre LOOP V5, es un programa orientado al análisis del comportamiento hidráulico, que se realiza mediante simulación de los sistemas hidráulicos y calidad del agua en redes de conducción o distribución a presión en periodos extendidos.



En general, una red consta de tuberías, nudos (conexiones entre tuberías), válvulas, reservorios y tanques de almacenamiento o depósitos de líquidos. Este programa determina el caudal que circula por cada una de las tuberías, la velocidad de flujo, la pérdida de carga, la gradiente hidráulica, la presión en cada uno de los nudos.

Para la realización de un modelo hidráulico correcto, es necesario disponer de datos precisos y completos que incluyan las siguientes características:

El límite en el tamaño de la red depende de la versión y licencia adquirida

- Las fórmulas utilizadas para el cálculo de las pérdidas por fricción están en función del caudal de paso por la tubería y son representadas mediante las expresiones de Hazen-Williams, debido a que cada fórmula contempla la rugosidad de las tuberías de forma diferente.
- Considera la posibilidad de establecer diferentes categorías de consumo en los nudos.
- Puede determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el estanque.
- Especifica un informe de estado el cual es emitido tras finalizar una simulación.



---

### 03.08. ELEMENTOS IMPORTANTES PARA EL MODELADO DE UN SISTEMA HIDRÁULICO

**Reservorio.-** Es un elemento hidráulico que cuenta con una carga hidráulica (con superficie libre) e infinita capacidad de abastecer o aceptar flujo de algún líquido.

**Tanque.-** Es un elemento hidráulico para el almacenamiento de algún líquido con superficie libre (no presurizado). Para un periodo de análisis extendido la superficie libre puede subir o bajar, dependiendo del flujo de ingreso y salida del tanque.

**Nudo.-** Un nudo es un punto en el cual dos o más tuberías convergen. Por tanto hay variación en la energía de flujo, ya sea por pérdidas menores, por cambio en las características de las tuberías o por variación en el caudal.

**Tuberías.-** Una tubería es un elemento que conduce un fluido a presión por dentro de ella. Sirve para conectar dos elementos de un sistema hidráulicos cualquiera que sea.





## **CAPÍTULO IV**

# **ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**



## CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 4.01 AA.HH NVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO

#### 04.01.01 DESCRIPCIÓN GENERAL

##### 04.01.01.01. Ubicación Geográfica

Los AA.HH de Nvo Moro y Arenales en:

- *Región* : *Ancash*
- *Departamento* : *Ancash*
- *Provincia* : *Santa*
- *Distrito* : *Moro*
- *Localidad* : *Nvo. Moro y Arenales*

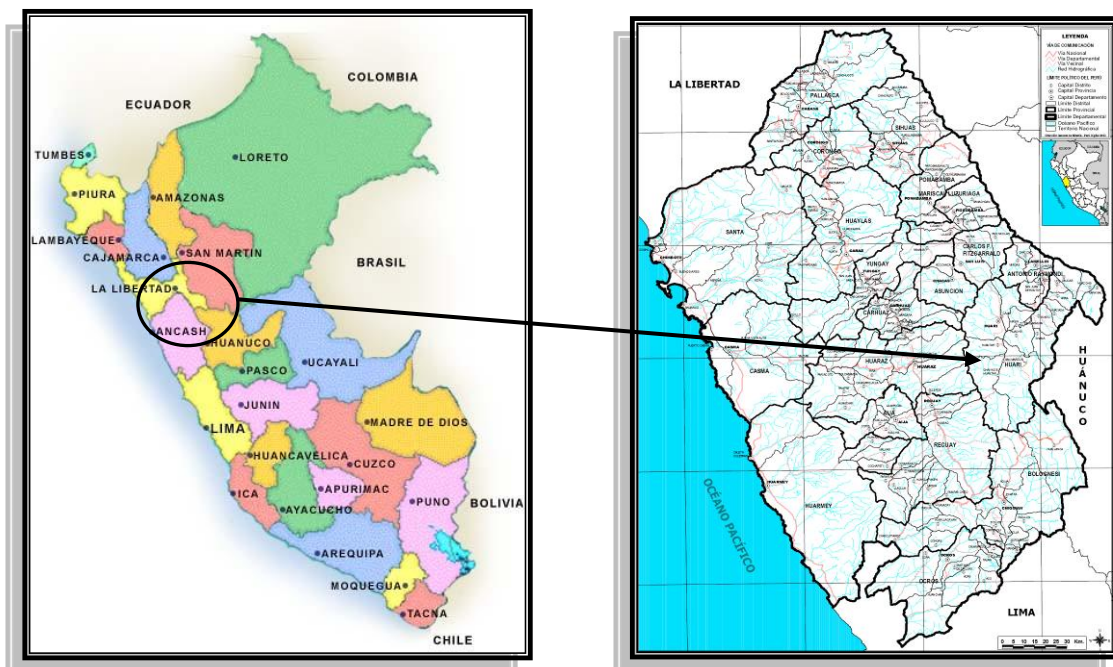


Figura N°19: Departamento de Ancash en el Perú



Figura N° 20: Provincia de del Santa

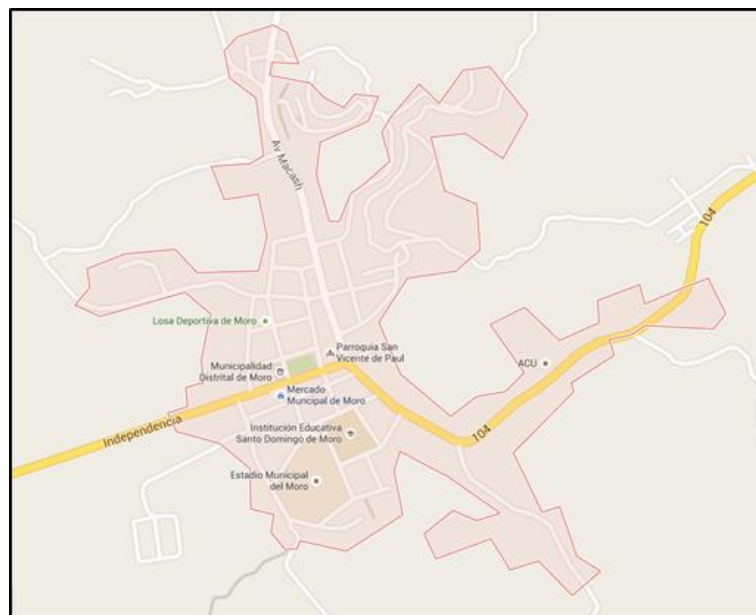


Figura N°21: Distrito de Moro

#### 04.01.01.02. Clima

Su ubicación y relieve geográfico determina a la misma, en la parte baja es cálido y relativamente húmedo; mientras en la parte alta es templado, frío, seco y llueve moderadamente.



#### **04.01.01.03. Hidrografía**

Básicamente Moro cuenta con tres Ríos que son: El río Jimbe, Río Chumbe o Laria y el río Loco. El río Laria o Chumbe recorre de este a oeste, se forma en la parte alta del distrito de pamparomas (Distrito vecino) y desemboca en el río Jimbe al Norte de Moro.

El río Loco corre de sureste a oeste, paralelo con el río Laria, y desemboca en el río Jimbe al suroeste de Moro.

#### **04.01.01.04. Topografía y Tipo de Suelo**

Tiene un relieve accidentado, modelado por los cerros de Motocachi, San Juan, Captuy, Asno Potrero, Contuyoc, Chumbe, Kiske bajo, Pampa colorada, Anta, Virahuanca, Santa Rosa, Media Luna, Tambar, y otros más pequeños, los mismos que tienen alturas de 600 a 2200 m.s.n.m. sin lograr pasar el nivel máximo de la región Yunga, en la que se encuentra inmerso todo el Distrito y todos pertenecen a la cadena o estribaciones de la vertiente occidental de la Cordillera Negra.

#### **04.01.01.05. Vías de Comunicación**

Moro está ubicada exactamente a 441 kilómetros de la ciudad de Lima, así mismo se encuentra al Sur de Chimbote a 60 kilómetros de distancia, así mismo en el kilómetro 405 de la panamericana norte



podemos tomar el desvío que nos llevara por los distrito de Nepeña y San Jacinto para finalmente llegar a Moro.

#### **04.01.01.06. Economía**

##### **Actividades Económicas:**

##### **Agricultura:**

Es la principal actividad económica que desarrollan los pobladores del distrito de Moro, siendo los principales productos cultivados: yuca, maíz, frijol, palta, caña de azúcar y gran variedad de árboles frutales. La producción es para consumo interno.

##### **Ganadería:**

Principalmente los pobladores se dedican a la crianza de ganado vacuno, porcino, ovino, caprino, y aves domésticas.

##### **Otras actividades:**

- a) Elaboración de esteras (hechas a base de carrizo) para la construcción de viviendas rústicas.
- b) Moro es conocida por su industria vitivinicultora, en la elaboración del vino y del pisco para el comercio regional.

#### **04.01.01.07. Vivienda**

Según trabajo de campo realizado por el equipo investigador y los datos brindados por las autoridades de la localidad de Moro la



población total de Arenales y Nuevo Moro es de 1010 familias, las viviendas están construidos con material variado muchas rústicas y algunas de material noble, es decir con muros de adobe y tapial en mayor cantidad, cimentación de piedra y techos de esteras y calaminas, ubicadas cada cierta distancia como es característico en los pueblos rurales

#### **04.01.02 DATOS PARA EL DISEÑO**

##### **04.01.02.01. Calidad del Agua**

Este es un factor primordial en un estudio de agua potable para determinar la calidad sanitaria, siendo necesario efectuar análisis físico-químicos, sanitarios y bacteriológicos los cuales son anexados al final.

##### **04.01.02.02. Levantamiento Topográfico**

Para el levantamiento topográfico se utilizó estación total, estacas, wincha, prisma.

##### **04.01.02.03. Población Actual, Cálculo de la Población Futura**

###### **Población actual**

Se realizó un estudio para la elaboración de un sistema de abastecimiento de agua potable, justamente para esta comunidad, en el que la Municipalidad de Moro hizo un censo de la cantidad de habitantes, contabilizándose 5845 personas. Dicho censo se hizo en



fecha 12/05/2010. Actualmente la población es probablemente mayor por lo que de acuerdo al Art. 1.3 de la Norma OS.100 (Ref.2), cuando se trata de nuevas habilitaciones para viviendas se debe considerar 6 personas/vivienda por lo que la cantidad de habitantes a considerarse en este trabajo de tesis es:

**Población Actual** = 1010 viviendas x 6 habitantes/vivienda = 6060 habitantes.

### **Población Futura**

Para la proyección de la población se usará la tasa de crecimiento poblacional determinada por el INEI para la Región Ancash que se encuentra entre el de 0.8% al 1.10% en el último Censo 2007. Pero para brindar una mejor dotación a la comunidad se considera una tasa de crecimiento poblacional de 1.0% también estipulada dentro del rango establecido.

En el Art. 1.2 de la norma OS.100 (Ref.2), se indica que el periodo de diseño debe ser elegido por el proyectista, así mismo el SNIP indica que el horizonte de evaluación (periodo durante el cual, el proyecto es capaz de generar beneficios por encima de sus costos esperados) para un proyecto típico de saneamiento es de 20 años.

Teniendo en consideración que dicho periodo podría diferir con el periodo de vida útil de los principales activos del proyecto, contados a partir del primer año de operación. Es por ello y además de



tratarse de un proyecto para una comunidad rural con escasos recursos económicos que se considera como periodo de diseño, 20 años.

Con lo que se obtiene al aplicar el método lineal aritmético:

$$Pf = Pa * (1 + r * t)$$

Dónde:

**Pf** = Población Futura

**Pa**= Población Actual

**r** = Tasa de Crecimiento (%)

**t** = Periodo de Diseño (años)

Calculando:

**Pa**= 6060 habitantes

**r** = 1.0%

**t** = 20 años

$$Pf = 6060 * (1 + 1.0\% * 20)$$

$$Pf = 7272 \text{ hab.}$$





#### 04.01.02.04. Dotación y Caudales de diseño

Considerando la cantidad de población, características de la zona y costumbres de los pobladores es por ello la dotación considerada en el presente trabajo de tesis es de 150 l/hab/día (**Ver Capítulo III**), con el que se realizaron los siguientes cálculos:

#### **CONDICIONES ACTUALES, ARENALES Y NUEVO MORO (AÑO 2015)**

**Consumo promedio diario anual:**

$$Q_p = \frac{Pob \times Dot.}{86400} = \frac{6060 \times 150}{86400} = 10.52 \frac{lt}{seg}$$

**Consumo máximo diario:**

$$Q_{md} = 1.3 Q_p = 1.3 * 10.52 = 13.68 \frac{lt}{seg}$$

**Consumo máximo horario:**

$$Q_{mh} = 2.5 Q_p = 2.5 * 10.52 = 26.3 \frac{lt}{seg}$$

#### **ARENALES**

Numero de lotes = 694

Densidad hab/lote = 6

Número de habitantes = 694 x 6 = 4164 hab.



$$Q_p = \frac{Pob \times Dot.}{86400} = \frac{4164 \times 150}{86400} = 7.23 \frac{lt}{seg}$$

$$Q_{md} = 1.3 Q_p = 1.3 * 7.23 = 9.39 \frac{lt}{seg}$$

$$Q_{mh} = 2.5 Q_p = 2.5 * 7.23 = 18.075 \frac{lt}{seg}$$

### NUEVO MORO

$$\text{Numero de lotes} = 316$$

$$\text{Densidad hab/lote} = 6$$

$$\text{Número de habitantes} = 316 \times 6 = 1896 \text{ hab.}$$

$$Q_p = \frac{Pob \times Dot.}{86400} = \frac{1896 \times 150}{86400} = 3.292 \frac{lt}{seg}$$

$$Q_{md} = 1.3 Q_p = 1.3 * 3.292 = 4.28 \frac{lt}{seg}$$

$$Q_{mh} = 2.5 Q_p = 2.5 * 3.292 = 8.23 \frac{lt}{seg}$$

Con estos datos obtenidos se procedió primeramente a analizar el sistema como actualmente se encuentra funcionando el cual está separado en dos zonas siendo un reservorio (Volumen = 100 m<sup>3</sup>) para la zona de Nuevo Moro y el otro reservorio (Volumen = 300 m<sup>3</sup>) para la zona de arenas. El reservorio de Arenales es abastecido por una tubería de conducción cuyo material es de HDPE en su mayor extensión para luego terminar en fierro fundido a la llegada del reservorio. Este



reservorio abastece al otro reservorio que da servicio a Nuevo Moro a través de una electrobomba.

En base al plano proporcionado por el Municipio de Moro de todo el sistema de la red de distribución y ubicación de los reservorios de abastecimiento y del punto de captación. Se realizó la obtención de los datos para ser ingresados al programa Loop para su análisis de cómo se encuentra funcionando el sistema.



## 04.01.02.04 ANALISIS DEL SISTEMA CON EL PROGRAMA LOOP V5.0

### Cuadro de datos para ser ingresados al Programa Loop

#### RESERVORIO NUEVO MORO CONDICION ACTUAL SEGÚN EXISTE

Tramo	de	a	Longitud (m)	Diámetro (mm)	C
1	1	2	509.1	100	140
2	2	3	251	100	140
3	3	4	55.54	75	140
4	4	5	105	75	140
5	5	6	54.98	75	140
6	3	6	105	100	140
7	6	7	51.02	100	140
8	7	8	230	100	140
9	8	9	19.11	100	140
10	9	10	128.2	100	140
11	10	11	207.5	100	140
12	11	12	50	100	140
13	12	15	97.5	100	140
14	12	13	54	75	140
15	13	14	97.5	75	140
16	14	15	54	75	140
17	15	16	110	100	140
18	16	10	50	100	140
19	2	17	48.98	100	140
20	17	8	126	100	140
21	17	18	131.08	100	140
22	18	19	49	100	140
23	19	20	21.47	100	140
24	20	21	55	75	140
25	21	22	50	75	140
26	22	25	55	75	140
27	22	23	54	75	140
28	23	24	55	75	140
29	24	25	54	100	140
30	20	25	50	100	140
31	19	26	50	100	140
32	26	27	50	75	140
33	27	28	99	75	140
34	28	18	50	75	140



<b>Nudo</b>	<b>Lotes</b>	<b>Qp</b>	<b>Qmh</b>	<b>Cota</b>
1	-	-	-	583.55
2	28	0.2917	0.7292	563.4
3	42	0.4375	1.0938	557.2
4	7	0.0729	0.1823	556.6
5	7	0.0729	0.1823	553.4
6	14	0.1458	0.3646	553.36
7	14	0.1458	0.3646	553.9
8	21	0.2188	0.5469	561.1
9	8	0.0833	0.2083	561.2
10	21	0.2188	0.5469	561.7
11	13	0.1354	0.3385	549.9
12	12	0.1250	0.3125	551.5
13	12	0.1250	0.3125	551.3
14	14	0.1458	0.3646	554.8
15	28	0.2917	0.7292	556.5
16	14	0.1458	0.3646	561.2
17	7	0.0729	0.1823	563.4
18	4	0.0417	0.1042	566.1
19	5	0.0521	0.1302	567.4
20	4	0.0417	0.1042	567.3
21	3	0.0313	0.0781	567.6
22	6	0.0625	0.1563	569.8
23	3	0.0313	0.0781	571.5
24	4	0.0417	0.1042	570.5
25	8	0.0833	0.2083	569
26	4	0.0417	0.1042	569.6
27	6	0.0625	0.1563	569.3
28	7	0.0729	0.1823	566



### DATOS INGRESADOS NUEVO MORO

C:\DOCUME~1\ADMINI~1\ESCRIT~1\LOOP\LOOP.EXE

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH < M >	DIA < MM >	HWC	FLOW < LPS >	VELOCITY < MPS >	HEADLOSS < M/KM >	HEADLOSS < M >
1	1	2	509.10	100	140	8.23	1.05	11.76HI	5.98
2	2	3	251.00	100	140	2.77	0.35	1.57	0.39
3	3	4	55.54	75	140	0.53	0.12LO	0.29	0.02
4	4	5	105.00	75	140	0.34	0.08LO	0.13	0.01
5	5	6	54.98	75	140	0.16	0.04LO	0.03	0.00
6	3	6	105.00	100	140	1.15	0.15LO	0.31	0.03
7	6	7	51.02	100	140	0.95	0.12LO	0.21	0.01
8	7	8	230.00	100	140	0.58	0.07LO	0.09	0.02
9	8	9	19.11	100	140	3.18	0.40	2.02	0.04
10	9	10	128.20	100	140	2.97	0.38	1.78	0.23
11	10	11	207.50	100	140	0.98	0.13LO	0.23	0.05
12	11	12	50.00	100	140	0.65	0.08LO	0.11	0.01
13	15	12	97.50	100	140	0.00	0.00LO	0.00	0.00
14	12	13	54.00	75	140	0.34	0.08LO	0.13	0.01
15	13	14	97.50	75	140	0.02	0.01LO	0.00	0.00
16	15	14	54.00	75	140	0.34	0.08LO	0.13	0.01
17	16	15	110.00	100	140	1.07	0.14LO	0.27	0.03
18	10	16	50.00	100	140	1.44	0.18LO	0.47	0.02

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME~1\ADMINI~1\ESCRIT~1\LOOP\LOOP.EXE

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH < M >	DIA < MM >	HWC	FLOW < LPS >	VELOCITY < MPS >	HEADLOSS < M/KM >	HEADLOSS < M >
19	2	17	48.98	100	140	4.73	0.60	4.22	0.21
20	17	8	126.00	100	140	3.14	0.40	1.98	0.25
21	17	18	131.08	100	140	1.41	0.18LO	0.45	0.06
22	18	19	49.00	100	140	0.95	0.12LO	0.22	0.01
23	19	20	21.47	100	140	0.73	0.09LO	0.13	0.00
24	20	21	55.00	75	140	0.18	0.04LO	0.04	0.00
25	21	22	50.00	75	140	0.11	0.02LO	0.02	0.00
26	25	22	55.00	75	140	0.08	0.02LO	0.01	0.00
27	22	23	54.00	75	140	0.03	0.01LO	0.00	0.00
28	24	23	55.00	75	140	0.05	0.01LO	0.00	0.00
29	25	24	54.00	100	140	0.15	0.02LO	0.01	0.00
30	20	25	50.00	100	140	0.44	0.06LO	0.05	0.00
31	19	26	50.00	100	140	0.09	0.01LO	0.00	0.00
32	27	26	50.00	75	140	0.01	0.00LO	0.00	0.00
33	28	27	99.00	75	140	0.17	0.04LO	0.04	0.00
34	18	28	50.00	75	140	0.35	0.08LO	0.14	0.01

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue



## RESULTADOS:

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION ( M )	H G L ( M )	PRESSURE ( M )
1 R	8.229	583.55	583.75	0.20
2	-0.729	563.40	577.77	14.37
3	-1.094	557.20	577.37	20.17
4	-0.182	556.60	577.36	20.76
5	-0.182	553.40	577.34	23.94
6	-0.365	553.36	577.34	23.98
7	-0.365	553.90	577.33	23.43
8	-0.547	561.10	577.31	16.21
9	-0.208	561.20	577.27	16.07
10	-0.547	561.70	577.04	15.34
11	-0.338	549.90	576.99	27.09
12	-0.313	551.50	576.99	25.49
13	-0.313	551.30	576.98	25.68
14	-0.365	554.80	576.98	22.18
15	-0.729	556.50	576.99	20.49
16	-0.365	554.80	577.02	22.22
17	-0.182	563.40	577.56	14.16
18	-0.104	566.10	577.50	11.40

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION ( M )	H G L ( M )	PRESSURE ( M )
19	-0.130	567.40	577.49	10.09
20	-0.104	567.30	577.49	10.19
21	-0.078	567.60	577.48	9.88
22	-0.156	569.80	577.48	7.68
23	-0.078	571.50	577.48	5.98
24	-0.104	570.50	577.48	6.98
25	-0.208	569.00	577.48	8.48
26	-0.104	569.60	577.49	7.89
27	-0.156	569.30	577.49	8.19
28	-0.182	566.00	577.49	11.49

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

Se observa que algunas presiones en los nudos no cumplen con el mínimo, entonces debemos de buscar nuevos los diámetros.



## RESERVORIO ARENALES CONDICION ACTUAL EXISTE

Nudo	Lotes	Qp	Qmh	cota
1	-	-	-	566.9
2	17	0.177	0.443	553.3
3	28	0.292	0.73	553.25
4	28	0.292	0.73	553.8
5	14	0.146	0.365	543.3
6	14	0.146	0.365	543.48
7	28	0.292	0.73	538.4
8	4	0.042	0.105	534
9	4	0.042	0.105	534.7
10	8	0.083	0.208	534.5
11	8	0.083	0.208	538.2
12	8	0.083	0.208	544.8
13	33	0.344	0.86	543.85
14	44	0.458	1.145	533.7
15	47	0.49	1.225	533.9
16	42	0.438	1.095	535.1
17	14	0.146	0.365	538
18	28	0.292	0.73	538.8
19	14	0.146	0.365	541.24
20	10	0.104	0.26	543.55
21	20	0.208	0.52	546.1
22	14	0.146	0.365	550.8
23	28	0.292	0.73	547
24	42	0.438	1.095	546.6
25	42	0.438	1.095	543.6
26	7	0.073	0.183	546
27	7	0.073	0.183	546.5
28	16	0.167	0.418	525.35
29	21	0.219	0.548	521.2
30	7	0.073	0.183	520.9
31	5	0.052	0.13	520.85
32	6	0.063	0.158	520.4
33	8	0.083	0.208	522.8
34	14	0.146	0.365	523
35	11	0.115	0.288	528.4
36	8	0.083	0.208	535.5
37	5	0.052	0.13	529.4





Tramo	de	a	Longitud (m)	Diámetro (mm)	C
1	1	2	310	200	140
2	2	3	54.6	200	140
3	3	4	51	200	140
4	4	5	267.5	150	140
5	5	6	56.5	100	140
6	6	7	51	100	140
7	7	3	324	100	140
8	8	9	59	75	140
9	9	10	67	75	140
10	10	11	64	75	140
11	11	12	112	100	140
12	12	8	50	75	140
13	12	5	138.9	100	140
14	5	13	82.7	150	140
15	13	14	326	150	140
16	14	15	58	100	140
17	15	16	50	100	140
18	16	17	57	100	140
19	17	18	110	100	140
20	18	19	54	100	140
21	19	20	110	100	140
22	20	21	54	100	140
23	21	22	52	100	140
24	22	23	54	100	140
25	18	23	216	100	140
26	23	24	57	100	140
27	16	24	326	100	140
28	24	25	50	100	140



<b>29</b>	<b>15</b>	<b>25</b>	<b>326</b>	<b>100</b>	<b>140</b>
<b>30</b>	25	13	58	100	140
<b>31</b>	25	26	61	75	140
<b>32</b>	26	27	49	75	140
<b>33</b>	14	28	299.1	100	140
<b>34</b>	28	29	169.3	100	140
<b>35</b>	29	30	21.4	100	140
<b>36</b>	30	31	6.1	75	140
<b>37</b>	30	32	28.2	75	140
<b>38</b>	29	33	38.9	100	140
<b>39</b>	33	34	2	100	140
<b>40</b>	34	35	30	100	140
<b>41</b>	35	36	133	75	140
<b>42</b>	36	37	28.7	75	140
<b>43</b>	33	37	130.1	75	140
<b>44</b>	37	28	62.2	75	140



## RESERVORIO ARENALES

### DATOS DE ENTRADA

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH < M >	DIA < MM >	HWC	FLOW < LPS >	VELOCITY < MPS >	HEADLOSS < M/KM >	HEADLOSS < M >
1	1	2	310.00	200	140	17.05	0.54	1.55	0.48
2	2	3	54.60	200	140	16.61	0.53	1.47	0.08
3	3	4	51.00	200	140	12.46	0.40	0.87	0.04
4	4	5	267.50	150	140	11.73	0.66	3.15	0.84
5	6	5	56.50	100	140	2.32	0.29L0	1.13	0.06
6	7	6	51.00	100	140	2.68	0.34	1.48	0.08
7	3	7	324.00	100	140	3.41	0.43	2.30	0.75
8	8	9	59.00	75	140	0.16	0.04L0	0.03	0.00
9	9	10	67.00	75	140	0.05	0.01L0	0.00	0.00
10	11	10	64.00	75	140	0.16	0.04L0	0.03	0.00
11	12	11	112.00	100	140	0.36	0.05L0	0.04	0.00
12	12	8	50.00	75	140	0.26	0.06L0	0.08	0.00
13	5	12	138.90	100	140	0.83	0.11L0	0.17	0.02
14	5	13	82.70	150	140	12.85	0.73	3.72	0.31
15	13	14	326.00	150	140	6.32	0.36	1.00	0.33
16	14	15	58.00	100	140	2.54	0.32	1.34	0.08
17	15	16	50.00	100	140	2.21	0.28L0	1.03	0.05
18	16	17	57.00	100	140	1.36	0.17L0	0.42	0.02

[ESC] -Menu    [TAB] -Next Window    [PgUp] -Review Back    [Space Bar] -Continue

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH < M >	DIA < MM >	HWC	FLOW < LPS >	VELOCITY < MPS >	HEADLOSS < M/KM >	HEADLOSS < M >
37	30	32	28.20	75	140	0.16	0.04L0	0.03	0.00
38	29	33	38.90	100	140	0.29	0.04L0	0.02	0.00
39	33	34	2.00	100	140	0.41	0.05L0	0.04	0.00
40	34	35	30.00	100	140	0.04	0.01L0	0.00	0.00
41	36	35	133.00	75	140	0.25	0.06L0	0.07	0.01
42	37	36	28.70	75	140	0.46	0.10L0	0.23	0.01
43	37	33	130.10	75	140	0.33	0.07L0	0.12	0.02
44	28	37	62.20	75	140	0.91	0.21L0	0.82	0.05

[ESC] -Menu    [TAB] -Next Window    [PgUp] -Review Back    [Space Bar] -Continue



## RESULTADOS ARENALES CONDICION ACTUAL

C:\DOCUME-1\ADMINI-1\ESCRIT-1\LOOP\LOOP.EXE

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION ( M )	H G L ( M )	PRESSURE ( M )
1 R	17.049	566.90	567.10	0.20
2	-0.443	553.30	566.62	13.32
3	-0.730	553.25	566.54	13.29
4	-0.730	553.80	566.50	12.70
5	-0.365	543.30	565.65	22.35
6	-0.365	543.48	565.72	22.24
7	-0.730	538.40	565.79	27.39
8	-0.105	534.00	565.63	31.63
9	-0.105	534.70	565.62	30.92
10	-0.208	534.50	565.62	31.12
11	-0.208	538.20	565.63	27.43
12	-0.208	544.80	565.63	20.83
13	-0.860	543.85	565.35	21.50
14	-1.145	533.70	565.02	31.32
15	-1.225	533.90	564.94	31.04
16	-1.095	535.10	564.89	29.79
17	-0.365	538.00	564.87	26.87
18	-0.730	538.80	564.84	26.04

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME-1\ADMINI-1\ESCRIT-1\LOOP\LOOP.EXE

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION ( M )	H G L ( M )	PRESSURE ( M )
19	-0.365	541.24	564.83	23.59
20	-0.260	543.55	564.83	21.28
21	-0.520	546.10	564.83	18.73
22	-0.365	550.80	564.84	14.04
23	-0.730	547.00	564.85	17.85
24	-1.095	546.60	564.90	18.30
25	-1.095	543.60	565.00	21.40
26	-0.183	546.00	565.00	19.00
27	-0.183	546.50	564.99	18.49
28	-0.418	525.35	564.59	39.24
29	-0.548	521.20	564.53	43.33
30	-0.183	520.90	564.52	43.62
31	-0.130	521.85	564.52	42.67
32	-0.158	520.40	564.52	44.12
33	-0.208	522.80	564.52	41.72
34	-0.365	523.00	564.52	41.52
35	-0.288	528.40	564.52	36.12
36	-0.208	535.50	564.53	29.03

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION ( M )	H G L ( M )	PRESSURE ( M )
37	-0.130	529.40	564.54	35.14

Bajo estas condiciones las presiones en los nudos cumplen.



## RESERVORIO 1 - NVO. MORO:

$$V_R = V_1 + V_2 + V_3$$

$$V_1 = 0.25Q_p$$

$V_2 = 0$ , para población < 10,000, no se considera volumen contraincendio.

$$V_3 = 0.33 V_1 + V_2$$

Dónde:

V1: Volumen de Regulación

V2: Volumen Contraincendios

V3: Volumen de reserva

Cálculo del caudal promedio para el reservorio de Nvo. Moro.

Consideraciones:

N° total de Lotes = 316 ltes.

Densidad = 6 hab/lte

Dotación = 150 litros/hab/día.

Aplicando la formula ya conocida para el Qp, se tiene que:

$$Q_p = 3.29 \frac{\text{litros}}{\text{seg}}$$

Entonces se tiene que:

$$V_1 = 0.25 \times 3.29 \frac{\text{litros}}{\text{seg}} \times 86400 \frac{\text{seg}}{1 \text{ día}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ litros}} = 71.10 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0$$

$$V_3 = 0.33 \times 71.10 + 0 = 23.5 \text{ m}^3$$



Por lo tanto se tiene que el Volumen para el reservorio es de:

$$V_R = 94.6 \text{ m}^3$$

### RESERVORIO 2 - ARENALES:

$$V_R = V_1 + V_2 + V_3$$

$$V_1 = 0.25Q_p$$

$V_2 = 0$ , para poblacio  $< 10,000$ , no se considera volumen contraincendio.

$$V_3 = 0.33 V_1 + V_2$$

Dónde:

V1: Volumen de Regulación

V2: Volumen Contraincendios

V3: Volumen de reserva

Cálculo del caudal promedio para el reservorio de Los Arenales.

Consideraciones:

N° total de Lotes = 694 ltes.

Densidad = 6 hab/lte

Dotación = 150 litros/hab/día.



Aplicando la formula ya conocida para el  $Q_p$ , se tiene que:

$$Q_p = 7.23 \frac{\text{litros}}{\text{seg}}$$

Entonces se tiene que:

$$V_1 = 0.25 \times 7.23 \frac{\text{litros}}{\text{seg}} \times 86400 \frac{\text{seg}}{\text{dia}} \times \frac{1 \text{m}^3}{1000 \text{litros}} = 156.2 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0$$

$$V_3 = 0.33 \times 156.2 + 0 = 51.5 \text{ m}^3$$

Por lo tanto se tiene que el Volumen para el reservorio es de:

$$V_R = 207.7 \text{ m}^3$$



Analizando los resultados de ambos sistemas se observa que para Nuevo Moro se presentan presiones negativas lo que nos da la idea que existe problemas de abastecimiento en dichos nudos. Pudiendo ser que los diámetros de las tuberías son pequeños o tal el diámetro de la aducción o la cota de fondo del reservorio no es la mínima requerida.

Para el caso de Arenales presenta presiones dentro de los mínimos y máximos requerido, cumpliendo con las condiciones para lo que fue diseñado.

Según los resultados obtenidos del sistema como se encuentra funcionando actualmente (año 2015) es que se ha proyectado un nuevo trazo del sistema, tratando de conservar la mayoría de tuberías ya tendidas solo para el caso de Nuevo Moro el cual presenta problemas con las mínimas presiones de servicio en algunos nudos.

Teniendo que para ello obtener un nuevo cuadro de datos para ser ingresados al Programa Loop para modelar el sistema de Nuevo Moro y analizar su resultado.





**CUADRO DE DATOS INGRESO A LOOP – RESERVORIO NUEVO MORO  
ACTUAL AÑO 2015**

TRAMOS	NUDOS		LONGITUD	Ø (mm)	C
1	R2	2	474.9	100	140
2	2	3	34.2	100	140
3	3	4	126.0	75	140
4	4	5	125.0	75	140
5	5	6	55.5	75	140
6	6	7	105.0	75	140
7	7	8	55.0	75	140
8	5	8	105.0	75	140
9	8	9	51.0	75	140
10	9	10	105.0	75	140
11	5	10	50.4	75	140
12	4	11	49.7	75	140
13	10	11	125.0	75	140
14	11	12	19.1	75	140
15	12	13	128.2	75	140
16	13	14	110.0	75	140
17	14	15	97.5	75	140
18	15	16	50.0	75	140
19	16	17	54.0	75	140
20	17	18	97.5	75	140
21	14	19	50.0	75	140
22	18	19	54.0	75	140
23	16	19	97.5	75	140
24	19	20	110.0	75	140
25	13	20	50.0	75	140
26	11	21	126.0	75	140
27	3	21	49.0	100	140
28	21	22	131.1	100	140
29	22	23	50.0	100	140
30	23	24	99.0	100	140



TRAMOS	NUDOS		LONGITUD	Ø (mm)	C
31	24	25	50.1	100	140
32	25	26	49.5	100	140
33	22	26	49.5	100	140
34	26	27	21.5	100	140
35	27	28	53.5	100	140
36	28	29	50.0	100	140
37	29	30	54.0	100	140
38	30	31	55.0	100	140
39	31	32	54.0	100	140
40	29	32	55.0	100	140
41	27	32	49.5	100	140



NUDOS	Qmh(lt/seg)	COTAS
1	8.229	588.05
2	0.000	563.32
3	0.365	563.37
4	0.729	560.38
5	0.729	557.18
6	0.182	556.59
7	0.182	553.50
8	0.365	553.49
9	0.182	554.99
10	0.365	557.64
11	0.365	561.10
12	0.208	561.28
13	0.365	558.72
14	0.365	554.19
15	0.156	549.82
16	0.313	551.48
17	0.313	552.38
18	0.365	555.84
19	0.729	556.42
20	0.365	561.16
21	0.182	563.42
22	0.104	566.20
23	0.156	565.99
24	0.182	569.26
25	0.104	563.58
26	0.130	567.42
27	0.104	567.30
28	0.078	567.64
29	0.156	569.78
30	0.078	571.39
31	0.104	570.56
32	0.208	569.00



```

C:\> C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT~1\LOOP_F-1\LOOP\LOOP.EXE

LOOP File : NMORACTF

P R O Y E C T O : N U E U O M O R O
N O . D E T R A M O S   : 41
N O . D E N U D O S   : 32
F A C T O R D E U S O : 1
M A X . G R A D . M / K m : 10
E R R O R M A X . < L P S > : .01

F1 -Help   ESC -Menu   TAB -Next Window
  
```

```

C:\> C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT~1\LOOP_F-1\LOOP\LOOP.EXE
  
```

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
1	1	2	474.30	150	140	8.23	0.47	1.63	0.77
2	2	3	34.20	150	140	8.23	0.47	1.63	0.06
3	3	4	126.00	75	140	2.12	0.48	3.87	0.49
4	4	5	125.00	75	140	1.03	0.23LO	1.02	0.13
5	5	6	55.50	75	140	0.32	0.07LO	0.12	0.01
6	6	7	105.00	75	140	0.14	0.03LO	0.02	0.00
7	8	7	55.00	75	140	0.04	0.01LO	0.00	0.00
8	5	8	105.00	75	140	0.27	0.06LO	0.08	0.01
9	9	8	51.00	75	140	0.14	0.03LO	0.03	0.00
10	10	9	105.00	75	140	0.32	0.07LO	0.12	0.01
11	10	5	50.40	75	140	0.29	0.07LO	0.10	0.00
12	4	11	49.70	75	140	0.36	0.08LO	0.14	0.01
13	11	10	125.00	75	140	0.98	0.22LO	0.92	0.12
14	11	12	19.10	75	140	0.87	0.20LO	0.74	0.01
15	12	13	128.20	75	140	0.66	0.15LO	0.45	0.06
16	3	14	110.00	75	140	2.31	0.52	4.56	0.50
17	14	15	97.50	75	140	0.73	0.17LO	0.54	0.05
18	15	16	50.00	75	140	0.57	0.13LO	0.35	0.02

```

[ESC] -Menu   [TAB] -Next Window   [PgUp] -Review Back   [Space Bar] -Continue
  
```



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

C:\DOCUME-1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
19	16	17	54.00	75	140	0.33	0.07L0	0.12	0.01
20	17	18	97.50	75	140	0.02	0.00L0	0.00	0.00
21	19	18	54.00	75	140	0.35	0.00L0	0.14	0.01
22	14	19	50.00	75	140	1.22	0.28L0	1.39	0.07
23	19	16	97.50	75	140	0.07	0.02L0	0.01	0.00
24	19	20	110.00	75	140	0.07	0.02L0	0.01	0.00
25	13	20	50.00	75	140	0.29	0.07L0	0.10	0.01
26	21	11	126.00	75	140	1.05	0.42	3.02	0.38
27	3	21	49.00	100	140	3.44	0.44	2.34	0.11
28	21	22	131.10	100	140	1.40	0.18L0	0.45	0.06
29	22	23	50.00	100	140	0.51	0.07L0	0.07	0.00
30	23	24	99.00	100	140	0.36	0.05L0	0.04	0.00
31	24	25	50.10	100	140	0.18	0.02L0	0.01	0.00
32	25	26	49.50	100	140	0.07	0.01L0	0.00	0.00
33	22	26	49.50	100	140	0.79	0.10L0	0.15	0.01
34	26	27	21.50	100	140	0.73	0.09L0	0.13	0.00
35	27	28	53.50	100	140	0.27	0.03L0	0.02	0.00
36	28	29	50.00	100	140	0.20	0.02L0	0.01	0.00

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME-1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
37	29	30	54.00	100	140	0.00	0.01L0	0.00	0.00
38	30	31	55.00	100	140	0.01	0.00L0	0.00	0.00
39	32	31	54.00	100	140	0.10	0.01L0	0.00	0.00
40	32	29	55.00	100	140	0.04	0.01L0	0.00	0.00
41	27	32	49.50	100	140	0.35	0.04L0	0.03	0.00

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME-1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

NUDO NO.	FLUJO < LPS >	COT. TERR. < msnm >	COT. PIEZ. < msnm >	PRESION < MCA >
1 R	0.229	503.55	503.75	0.20
2	0.000	563.32	502.98	19.66
3	-0.365	563.37	502.92	19.55
4	-0.729	560.38	502.43	22.05
5	-0.729	557.18	502.31	25.13
6	-0.182	556.59	502.30	25.71
7	-0.182	553.50	502.30	28.00
8	-0.365	553.49	502.30	28.81
9	-0.182	554.99	502.30	27.31
10	-0.365	557.64	502.31	24.67
11	-0.365	561.10	502.43	21.33
12	-0.208	561.28	502.41	21.13
13	-0.365	558.72	502.35	23.63
14	-0.365	554.19	502.42	28.23
15	-0.156	549.82	502.37	32.55
16	-0.313	551.48	502.35	30.87
17	-0.313	552.38	502.34	29.96
18	-0.365	555.84	502.34	26.50

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue



NUDO NO.	FLUJO (LPS)	COT. TERR. (msnm)	COT. PIEZ. (msnm)	PRESION (MCA)
19	-0.729	556.42	580.50	24.08
20	-0.365	561.16	580.60	19.44
21	-0.182	563.42	582.72	19.30
22	-0.104	566.20	582.66	16.46
23	-0.156	565.99	582.66	16.67
24	-0.182	569.26	582.66	13.40
25	-0.104	563.58	582.66	19.08
26	-0.130	567.42	582.66	15.24
27	-0.104	567.30	582.65	15.35
28	-0.078	567.64	582.65	15.01
29	-0.156	569.78	582.65	12.87
30	-0.078	571.39	582.65	11.26
31	-0.104	570.56	582.65	12.09
32	-0.208	569.00	582.65	13.65

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

## CONDICIONES FUTURAS, ARENALES Y NUEVO MORO (AÑO 2035)

### ARENALES

$$Q_p = \frac{Pob \times Dot.}{86400} = \frac{6246 \times 150}{86400} = 10.84 \frac{lt}{seg}$$

$$Q_{md} = 1.3 Q_p = 1.3 * 10.84 = 14.097 \frac{lt}{seg}$$

$$Q_{mh} = 2.5 Q_p = 2.5 * 10.84 = 27.109 \frac{lt}{seg}$$

### NUEVO MORO

$$Q_p = \frac{Pob \times Dot.}{86400} = \frac{2844 \times 150}{86400} = 4.938 \frac{lt}{seg}$$

$$Q_{md} = 1.3 Q_p = 1.3 * 4.938 = 6.419 \frac{lt}{seg}$$

$$Q_{mh} = 2.5 Q_p = 2.5 * 4.938 = 12.344 \frac{lt}{seg}$$



## CUADRO DE DATOS INGRESO A LOOP – RESERVORIO ARENALES

Año 2035

TRAMOS	NUDOS		LONGITUD	Ø DIAMETRO	C
1	R1	2	310.3	200	140
2	2	3	54.7	150	140
3	3	4	51.0	150	140
4	4	5	109.4	150	140
5	5	6	51.0	150	140
6	4	6	109.4	150	140
7	6	7	110.2	150	140
8	7	8	51.0	150	140
9	8	9	48.0	150	140
10	9	10	56.5	150	140
11	10	11	51.0	150	140
12	7	11	104.5	150	140
13	10	12	139.0	37.5	140
14	12	13	50.0	25.00	140
15	13	14	59.0	25.00	140
16	14	15	14.0	25.00	140
17	15	16	53.0	25.00	140
18	16	17	64.0	25.00	140
19	12	17	112.0	25.00	140
20	9	18	70.4	150	140
21	18	19	12.3	150	140
22	19	20	50.0	75	140
23	19	21	58.0	150	140
24	21	22	61.0	75	140
25	22	23	49.0	50	140
26	23	24	49.8	25	140
27	21	25	50.0	150	140
28	25	26	57.0	150	140
29	26	27	54.0	150	140
30	27	28	52.0	100	140



TRAMOS	NUDOS		LONGITUD	Ø DIAMETRO	C
31	28	29	78.0	75	140
32	28	30	54.0	100	140
33	30	31	78.0	75	140
34	30	32	110.0	100	140
35	32	33	54.0	100	140
36	33	34	110.1	75	140
37	30	34	54.0	75	140
38	26	34	106.0	75	140
39	34	35	57.0	75	140
40	25	35	106.0	75	140
41	35	36	50.0	75	140
42	21	36	106.0	75	140
43	36	37	58.0	75	140
44	19	37	106.0	100	140
45	37	38	110.1	100	140
46	38	39	58.0	25	140
47	36	39	110.1	75	140
48	39	40	50.0	25	140
49	35	40	110.1	75	140
50	33	40	57.0	25	140
51	33	41	110.0	50	140
52	41	42	57.0	50	140
53	40	42	110.0	25	140
54	42	43	50.0	50	140
55	39	43	110.0	25	140
56	43	44	43.0	18.8	140
57	43	45	58.0	50	140
58	38	45	110.0	75	140
59	45	46	44.7	75	140
60	46	47	123.1	75	140





TRAMOS	NUDOS		LONGITUD	Ø DIAMETRO	C
61	47	48	131.1	75	140
62	48	49	60.0	37.5	140
63	49	50	28.7	37.5	140
64	50	51	133.0	25	140
65	51	52	19.6	25	140
66	51	53	32.2	25	140
67	49	53	132.2	25	140
68	53	54	94.7	25	140
69	53	55	38.9	25	140
70	48	55	169.3	50	140
71	55	56	93.7	25	140
72	55	57	25.2	37.5	140
73	57	58	5.8	25	140
74	58	59	20.2	25	140
75	58	60	19.8	25	140
76	57	61	28.2	37.5	140
77	61	62	57.8	25	140
78	61	63	86.9	37.5	140
79	63	64	70.6	37.5	140
80	64	65	162.4	37.5	140
81	65	66	190.0	37.5	140
82	66	67	88.5	25	140
83	67	68	77.2	25	140
84	68	69	152.7	25	140



NUDOS	Qmh(lt/seg)	COTAS	NUDOS	Qmh(lt/seg)	COTAS
1	27.109	567.20	36	1.094	540.24
2	0.117	553.31	37	0.547	540.83
3	0.547	553.28	38	0.547	537.41
4	0.273	553.82	39	1.094	537.40
5	0.547	549.32	40	1.094	537.17
6	1.094	549.47	41	0.273	538.18
7	1.094	546.38	42	0.547	535.16
8	0.430	546.00	43	0.703	533.98
9	0.234	544.83	44	0.234	533.14
10	0.156	543.25	45	0.352	533.68
11	0.547	543.58	46	0.352	532.32
12	0.313	538.30	47	0.391	528.63
13	0.156	538.39	48	0.586	525.18
14	0.156	533.90	49	0.391	529.46
15	0.000	534.00	50	0.352	535.46
16	0.313	533.10	51	0.391	528.40
17	0.313	534.70	52	0.039	529.50
18	0.039	544.00	53	0.547	522.80
19	0.430	543.95	54	0.273	523.42
20	0.078	546.43	55	0.586	521.24
21	0.859	543.60	56	0.234	520.00
22	0.195	546.25	57	0.117	520.91
23	0.117	546.48	58	0.117	520.89
24	0.156	546.70	59	0.039	521.42
25	0.547	546.60	60	0.039	520.39
26	0.547	547.28	61	0.234	520.20
27	0.156	550.96	62	0.195	519.65
28	0.625	546.14	63	0.156	516.40
29	0.391	548.21	64	0.039	514.29
30	0.664	547.58	65	0.156	509.89
31	0.195	544.57	66	0.234	504.28
32	0.273	541.93	67	0.156	502.40
33	0.859	538.88	68	0.078	500.46
34	1.094	541.90	69	0.313	497.40
35	1.094	540.38			



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

```

C:\DOCUMENTOS\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP_F-1\LOOP\LOOP.EXE
-----
LOOP File : ARE20AÑO

P R O Y E C T O : ARENALES 20 AÑOS
NO. DE TRAMOS : 84
NO. DE NUDOS : 69
FACTOR DE USO : 1
MAX. GRAD. M/Km: 10
ERROR MAX. <LPS>: 01

F1 -Help   ESC -Menu   TAB -Next Window
  
```

```

C:\DOCUMENTOS\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP_F-1\LOOP\LOOP.EXE
# 1 : Total= 84          LOOP File : ARE20AÑO
-----

```

TRAMO No.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. <MM>	HWC
1	1	2	310.3	200	140
2	2	3	54.7	150	140
3	3	4	51	150	140
4	4	5	109.4	150	140
5	5	6	51	150	140
6	4	6	109.4	150	140
7	6	7	110.2	150	140
8	7	8	51	150	140
9	8	9	48	150	140
10	10	9	56.5	150	140
11	11	10	51	150	140
12	7	11	104.5	150	140
13	10	12	139	37.5	140
14	12	13	50	25	140
15	13	14	59	25	140

```

F1 -Help   F3 -Insert   F5 -Add    F7 -Search  F9 -First   PgUp/Dn -Review
F2 -Menu   F4 -Delete   F6 -Copy   F8 -        F10-Last    Tab -Next Window
  
```

```

C:\DOCUMENTOS\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP_F-1\LOOP\LOOP.EXE
# 16 : Total= 84          LOOP File : ARE20AÑO
-----

```

TRAMO No.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. <MM>	HWC
15	13	14	59	25	140
16	14	15	14	25	140
17	15	16	53	25	140
18	17	16	64	25	140
19	12	17	112	25	140
20	9	18	70.4	150	140
21	18	19	12.3	150	140
22	19	20	50	75	140
23	19	21	58	150	140
24	21	22	61	75	140
25	22	23	49	50	140
26	23	24	49.8	25	140
27	21	25	50	150	140
28	25	26	57	150	140
29	26	27	54	150	140

```

F1 -Help   F3 -Insert   F5 -Add    F7 -Search  F9 -First   PgUp/Dn -Review
F2 -Menu   F4 -Delete   F6 -Copy   F8 -        F10-Last    Tab -Next Window
  
```



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

# 30 : Total= 84 LOOP File : ARE20AÑO

TRAMO No.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. <MM>	HWC
29	26	27	54	150	140
30	27	28	52	100	140
31	28	29	78	75	140
32	28	30	54	100	140
33	30	31	78	75	140
34	30	32	110	100	140
35	32	33	54	100	140
36	34	33	110.1	75	140
37	30	34	54	75	140
38	26	34	106	75	140
39	34	35	57	75	140
40	25	35	106	75	140
41	35	36	50	75	140
42	21	36	106	75	140
43	36	37	58	75	140

F1 -Help F3 -Insert F5 -Add F7 -Search F9 -First PgUp/Dn -Review  
 F2 -Menu F4 -Delete F6 -Copy F8 - F10-Last Tab -Next Window

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

# 44 : Total= 84 LOOP File : ARE20AÑO

TRAMO No.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. <MM>	HWC
43	36	37	58	75	140
44	19	37	106	100	140
45	37	38	110.1	100	140
46	39	38	58	25	140
47	36	39	110.1	75	140
48	40	39	50	25	140
49	35	40	110.1	75	140
50	33	40	57	25	140
51	33	41	110	50	140
52	41	42	57	50	140
53	40	42	110	25	140
54	42	43	50	50	140
55	39	43	110	25	140
56	43	44	43	18.75	140
57	43	45	58	50	140

F1 -Help F3 -Insert F5 -Add F7 -Search F9 -First PgUp/Dn -Review  
 F2 -Menu F4 -Delete F6 -Copy F8 - F10-Last Tab -Next Window

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

# 58 : Total= 84 LOOP File : ARE20AÑO

TRAMO No.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. <MM>	HWC
57	43	45	58	50	140
58	38	45	110	75	140
59	45	46	44.7	75	140
60	46	47	123.1	75	140
61	47	48	131.1	75	140
62	48	49	60	37.5	140
63	49	50	28.7	37.5	140
64	50	51	133	25	140
65	51	52	19.6	25	140
66	51	53	32.2	25	140
67	49	53	132.2	25	140
68	53	54	94.7	25	140
69	55	53	38.9	25	140
70	48	55	169.3	50	140
71	55	56	93.7	25	140

F1 -Help F3 -Insert F5 -Add F7 -Search F9 -First PgUp/Dn -Review  
 F2 -Menu F4 -Delete F6 -Copy F8 - F10-Last Tab -Next Window



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

C:\DOCUMENTOS\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

# 72 : Total= 84 LOOP File : ARE20AÑO

TRAMO No.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD (M)	DIAM. (MM)	HWC
71	55	56	93.7	25	140
72	55	57	25.2	37.5	140
73	57	58	5.0	25	140
74	58	59	20.2	25	140
75	58	60	19.8	25	140
76	57	61	28.2	37.5	140
77	61	62	57.8	25	140
78	61	63	86.9	37.5	140
79	63	64	70.6	37.5	140
80	64	65	162.4	37.5	140
81	65	66	190	37.5	140
82	66	67	88.5	25	140
83	67	68	77.2	25	140
84	68	69	152.7	25	140

F1 -Help F3 -Insert F5 -Add F7 -Search F9 -First PgUp/Dn -Review  
 F2 -Menu F4 -Delete F6 -Copy F8 - F10-Last Tab -Next Window

C:\DOCUMENTOS\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

# 1 : Total= 69 LOOP File : ARE20AÑO

NUDO No.	FIX	FLUJO (LPS)	ELEU. (M)
1			567.2
2		-.117	553.31
3		-.547	553.28
4		-.273	553.82
5		-.547	549.32
6		-1.094	549.47
7		-1.094	546.38
8		-.43	546
9		-.234	544.83
10		-.156	543.25
11		-.547	543.58
12		-.313	538.3
13		-.156	538.39
14		-.156	533.9
15			534

F1 -Help F3 -Insert F5 -Add F7 -Search F9 -First PgUp/Dn -Review  
 F2 -Menu F4 -Delete F6 -Copy F8 - F10-Last Tab -Next Window

C:\DOCUMENTOS\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

# 16 : Total= 69 LOOP File : ARE20AÑO

NUDO No.	FIX	FLUJO (LPS)	ELEU. (M)
15			534
16		-.313	533.1
17		-.313	534.7
18		-.039	544
19		-.43	543.95
20		-.078	546.43
21		-.059	543.6
22		-.195	546.25
23		-.117	546.48
24		-.156	546.7
25		-.547	546.6
26		-.547	547.28
27		-.156	550.96
28		-.625	546.14
29		-.391	548.21

F1 -Help F3 -Insert F5 -Add F7 -Search F9 -First PgUp/Dn -Review  
 F2 -Menu F4 -Delete F6 -Copy F8 - F10-Last Tab -Next Window



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

C:\DOCUMENTOS\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

# 30 : Total= 69 LOOP File : ARE20AÑO

NUDO No.	FIX	FLUJO (LPS)	ELEU. (M)
29		-.391	548.21
30		-.664	547.58
31		-.195	544.57
32		-.273	541.93
33		-.859	538.88
34		-1.094	541.9
35		-1.094	540.38
36		-1.094	540.24
37		-.547	540.83
38		-.547	537.41
39		-1.094	537.4
40		-1.094	537.17
41		-.273	538.18
42		-.547	535.16
43		-.703	533.98

F1 -Help F3 -Insert F5 -Add F7 -Search F9 -First PgUp/Dn -Review  
 F2 -Menu F4 -Delete F6 -Copy F8 - F10-Last Tab -Next Window

C:\DOCUMENTOS\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

# 44 : Total= 69 LOOP File : ARE20AÑO

NUDO No.	FIX	FLUJO (LPS)	ELEU. (M)
43		-.703	533.98
44		-.234	533.14
45		-.352	533.60
46		-.352	532.32
47		-.391	528.63
48		-.586	525.18
49		-.391	529.46
50		-.352	535.46
51		-.391	528.4
52		-.039	529.8
53		-.547	522.8
54		-.273	523.42
55		-.586	521.24
56		-.234	520
57		-.117	520.91

F1 -Help F3 -Insert F5 -Add F7 -Search F9 -First PgUp/Dn -Review  
 F2 -Menu F4 -Delete F6 -Copy F8 - F10-Last Tab -Next Window

C:\DOCUMENTOS\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

# 58 : Total= 69 LOOP File : ARE20AÑO

NUDO No.	FIX	FLUJO (LPS)	ELEU. (M)
57		-.117	520.91
58		-.117	520.89
59		-.039	521.42
60		-.039	520.39
61		-.234	520.2
62		-.195	519.65
63		-.156	516.4
64		-.039	514.29
65		-.156	509.89
66		-.234	504.28
67		-.156	502.4
68		-.078	500.46
69		-.313	497.4

F1 -Help F3 -Insert F5 -Add F7 -Search F9 -First PgUp/Dn -Review  
 F2 -Menu F4 -Delete F6 -Copy F8 - F10-Last Tab -Next Window



```
C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP_F-1\LOOP\LOOP.EXE
LOOP File : ARE20AÑO
Node(s) with FIXED head(s) and UNKNOWN flow(s)
+-----+-----+
| NUDO   | NUDO  |
| No.    | CABEZA|
+-----+-----+
| 1      | 567.4 |
+-----+-----+

F1 -Help  F2 -MENU  F3 -Insert  F4 -Delete  TAB -Next Window
```

```
C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP_F-1\LOOP\LOOP.EXE
LOOP Menu 2

[S].. Save < ARE20AÑO >          [R].. Run <Simulate>
[C].. Copy to another Filename    [U].. Utilities<Print data/cost>
[M].. Merge other file           [F].. Change node flows
[E].. Erase file                 [D].. Display Files
[I].. Check Total Demand         [H].. Help
                                  [L].. Load or Create another file
                                  or Quit LOOP program

[ESC].. Resume Editing

ENTER Selection : █
```

## RESULTADOS

```
C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP_F-1\LOOP\LOOP.EXE
LOOP RESULT : ARE20AÑO.LOP

PROYECTO : ARENALES 20 AÑOS
NO. DE TRAMOS : 84
NO. DE NUDOS : 69
FACTOR DE USO : 1
MAX. GRAD. M/Km : 10
ERROR MAX.<LPS> : .0099

[ESC] -Menu  [TAB] -Next Window  [PgUp] -Review Back  [Space Bar] -Continue
```



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
1	1	2	310.30	200	140	27.11	0.86	3.65	1.13
2	2	3	54.70	150	140	26.99	1.53	14.69HI	0.80
3	3	4	51.00	150	140	26.44	1.50	14.14HI	0.72
4	4	5	109.40	150	140	11.83	0.67	3.19	0.35
5	5	6	51.00	150	140	11.29	0.64	2.93	0.15
6	6	7	109.40	150	140	14.34	0.81	4.56	0.50
7	7	8	110.20	150	140	24.53	1.39	12.31HI	1.36
8	8	9	51.00	150	140	13.81	0.78	4.25	0.22
9	9	10	48.00	150	140	13.38	0.76	4.01	0.19
10	10	9	56.50	150	140	7.68	0.43	1.43	0.08
11	11	10	51.00	150	140	9.08	0.51	1.96	0.10
12	7	11	104.50	150	140	9.63	0.55	2.18	0.23
13	10	12	139.00	38	140	1.25	1.13	42.77HI	5.95
14	12	13	50.00	25	140	0.50	1.02	56.97HI	2.85
15	13	14	59.00	25	140	0.35	0.71	28.63HI	1.69
16	14	15	14.00	25	140	0.19	0.39	9.46	0.13
17	15	16	53.00	25	140	0.19	0.39	9.46	0.50
18	17	16	64.00	25	140	0.12	0.25LO	4.20	0.27

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
19	12	17	112.00	25	140	0.44	0.89	43.78HI	4.90
20	9	18	70.40	150	140	20.82	1.18	9.09	0.64
21	18	19	12.30	150	140	20.78	1.18	9.05	0.11
22	19	20	50.00	75	140	0.00	0.02LO	0.01	0.00
23	19	21	58.00	150	140	13.70	0.78	4.19	0.24
24	21	22	61.00	75	140	0.47	0.11LO	0.24	0.01
25	22	23	49.00	50	140	0.27	0.14LO	0.63	0.03
26	23	24	49.00	25	140	0.16	0.32	6.55	0.33
27	21	25	50.00	150	140	9.84	0.56	2.27	0.11
28	25	26	57.00	150	140	7.06	0.40	1.23	0.07
29	26	27	54.00	150	140	4.53	0.26LO	0.54	0.03
30	27	28	52.00	100	140	4.38	0.56	3.66	0.19
31	28	29	78.00	75	140	0.39	0.09LO	0.17	0.01
32	28	30	54.00	100	140	3.36	0.43	2.24	0.12
33	30	31	78.00	75	140	0.19	0.04LO	0.05	0.00
34	30	32	110.00	100	140	1.89	0.24LO	0.77	0.08
35	32	33	54.00	100	140	1.61	0.21LO	0.58	0.03
36	34	33	110.10	75	140	0.95	0.21LO	0.87	0.10

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
37	30	34	54.00	75	140	0.62	0.14LO	0.39	0.02
38	26	34	106.00	75	140	1.98	0.45	3.42	0.36
39	34	35	57.00	75	140	0.55	0.13LO	0.32	0.02
40	25	35	106.00	75	140	2.23	0.51	4.27	0.45
41	35	36	50.00	75	140	0.31	0.07LO	0.11	0.01
42	21	36	106.00	75	140	2.54	0.57	5.41	0.57
43	36	37	58.00	75	140	0.19	0.04LO	0.05	0.00
44	19	37	106.00	100	140	6.57	0.84	7.75	0.82
45	37	38	110.10	100	140	6.22	0.79	6.99	0.77
46	39	38	58.00	25	140	0.18	0.36	8.34	0.48
47	36	39	110.10	75	140	1.56	0.35	2.20	0.24
48	40	39	50.00	25	140	0.05	0.10LO	0.78	0.04
49	35	40	110.10	75	140	1.38	0.31	1.76	0.19
50	33	40	57.00	25	140	0.07	0.15LO	1.66	0.09
51	33	41	110.00	50	140	1.63	0.83	17.12HI	1.88
52	41	42	57.00	50	140	1.35	0.69	12.19HI	0.69
53	40	42	110.00	25	140	0.31	0.64	23.80HI	2.62
54	42	43	50.00	50	140	1.12	0.57	8.59	0.43

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue





“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
55	39	43	110.00	25	140	0.34	0.69	27.35HI	3.01
56	43	44	43.00	19	140	0.23	0.85	56.28HI	2.42
57	43	45	58.00	50	140	0.52	0.27LO	2.00	0.12
58	38	45	110.00	75	140	5.85	1.32	25.35HI	2.79
59	45	46	44.70	75	140	6.02	1.36	26.72HI	1.19
60	46	47	123.10	75	140	5.66	1.28	23.90HI	2.94
61	47	48	131.10	75	140	5.27	1.19	20.94HI	2.74
62	48	49	60.00	38	140	1.63	1.48	70.00HI	4.20
63	49	50	28.70	38	140	0.79	0.71	18.09HI	0.52
64	50	51	133.00	25	140	0.43	0.88	43.42HI	5.78
65	51	52	19.60	25	140	0.04	0.08LO	0.50	0.01
66	51	53	32.20	25	140	0.00	0.01LO	0.01	0.00
67	49	53	132.20	25	140	0.46	0.93	47.61HI	6.29
68	53	54	94.70	25	140	0.27	0.56	18.44HI	1.75
69	55	53	38.90	25	140	0.36	0.73	30.81HI	1.20
70	48	55	169.30	50	140	3.05	1.56	54.91HI	9.30
71	55	56	93.70	25	140	0.23	0.48	13.86HI	1.30
72	55	57	25.20	38	140	1.87	1.70	90.25HI	2.27

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
73	57	58	5.80	25	140	0.20	0.40	9.89	0.06
74	58	59	20.20	25	140	0.04	0.08LO	0.50	0.01
75	58	60	19.80	25	140	0.04	0.08LO	0.50	0.01
76	57	61	28.20	38	140	1.56	1.41	64.42HI	1.82
77	61	62	57.80	25	140	0.19	0.40	9.89	0.57
78	61	63	86.90	38	140	1.13	1.02	35.55HI	3.09
79	63	64	70.60	38	140	0.98	0.88	27.02HI	1.91
80	64	65	162.40	38	140	0.94	0.85	25.06HI	4.07
81	65	66	170.00	38	140	0.78	0.71	17.89HI	3.40
82	66	67	88.50	25	140	0.55	1.11	66.69HI	5.90
83	67	68	77.20	25	140	0.39	0.80	35.84HI	2.77
84	68	69	152.70	25	140	0.31	0.64	23.75HI	3.63

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

NUDO NO.	FLUJO < LPS >	COT. TERR. < msnm >	COT. PIEZ. < msnm >	PRESION < MCA >
1 R	27.109	567.20	567.40	0.20
2	-0.117	553.31	566.27	12.96
3	-0.547	553.28	565.46	12.18
4	-0.273	553.82	564.74	10.92
5	-0.547	549.32	564.39	15.07
6	-1.094	549.47	564.24	14.77
7	-1.094	546.30	562.89	16.51
8	-0.430	546.00	562.67	16.67
9	-0.234	544.83	562.48	17.65
10	-0.156	543.25	562.56	19.31
11	-0.547	543.58	562.66	19.08
12	-0.313	538.30	556.61	18.31
13	-0.156	538.39	553.77	15.38
14	-0.156	533.90	552.08	18.18
15	0.000	534.00	551.94	17.94
16	-0.313	533.10	551.44	18.34
17	-0.313	534.70	551.71	17.01
18	-0.039	544.00	561.84	17.84

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

C:\DOCUME-1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

NUDO NO.	FLUJO (LPS)	COT. TERR. (msnm)	COT. PIEZ. (msnm)	PRESION (MCA)
19	-0.430	543.95	561.73	17.78
20	-0.078	546.43	561.73	15.30
21	-0.859	543.60	561.48	17.89
22	-0.195	546.25	561.47	15.22
23	-0.117	546.48	561.44	14.96
24	-0.156	546.70	561.11	14.41
25	-0.547	546.60	561.37	14.77
26	-0.547	547.28	561.30	14.02
27	-0.156	550.96	561.27	10.31
28	-0.625	546.14	561.08	14.94
29	-0.391	548.21	561.07	12.86
30	-0.664	547.58	560.96	13.38
31	-0.195	544.57	560.96	16.39
32	-0.273	541.93	560.87	18.94
33	-0.859	538.88	560.84	21.96
34	-1.094	541.90	560.94	19.04
35	-1.094	540.30	560.92	20.54
36	-1.094	540.24	560.91	20.67

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME-1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

NUDO NO.	FLUJO (LPS)	COT. TERR. (msnm)	COT. PIEZ. (msnm)	PRESION (MCA)
37	-0.547	540.83	560.91	20.08
38	-0.547	537.41	560.14	22.73
39	-1.094	537.40	560.67	23.27
40	-1.094	537.17	560.73	23.56
41	-0.273	538.18	558.96	20.78
42	-0.547	535.16	558.11	22.95
43	-0.703	533.98	557.66	23.68
44	-0.234	533.14	555.24	22.10
45	-0.352	533.68	557.35	23.67
46	-0.352	532.32	556.15	23.83
47	-0.391	528.63	553.21	24.58
48	-0.586	525.18	550.47	25.29
49	-0.391	529.46	546.27	16.81
50	-0.352	535.46	545.75	10.29
51	-0.391	528.40	539.97	11.57
52	-0.039	529.80	539.96	10.16
53	-0.547	522.80	539.97	17.17
54	-0.273	523.42	538.23	14.81

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME-1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-1\LOOP\LOOP.EXE

NUDO NO.	FLUJO (LPS)	COT. TERR. (msnm)	COT. PIEZ. (msnm)	PRESION (MCA)
55	-0.586	521.24	541.17	19.93
56	-0.234	520.00	539.87	19.87
57	-0.117	520.91	538.90	17.99
58	-0.117	520.89	538.84	17.95
59	-0.039	521.42	538.83	17.41
60	-0.039	520.39	538.83	18.44
61	-0.234	520.20	537.08	16.88
62	-0.195	519.65	536.51	16.86
63	-0.156	516.40	533.99	17.59
64	-0.039	514.29	532.08	17.79
65	-0.156	509.89	528.01	18.12
66	-0.234	504.20	524.61	20.33
67	-0.156	502.40	518.71	16.31
68	-0.078	500.46	515.94	15.48
69	-0.313	497.40	512.32	14.92

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue



En el caso de Arenales la línea de aducción se mantendrá con su diámetro de 200mm. Y según los resultados de la simulación del programa se debe mantener una carga mínima de agua en el reservorio de 0.30 cm. Para garantizar todas las mínimas presiones de salida en la red de distribución.



**CUADRO DE DATOS INGRE A LOOP – RESERV. NUEVO MORO AÑO 2035**

TRAMOS	NUDOS		LONGITUD	Ø	C
1	R2	2	474.9	150	140
2	2	3	34.2	100	140
3	3	4	126.0	75	140
4	4	5	125.0	75	140
5	5	6	55.5	75	140
6	6	7	105.0	75	140
7	7	8	55.0	75	140
8	5	8	105.0	75	140
9	8	9	51.0	75	140
10	9	10	105.0	75	140
11	5	10	50.4	75	140
12	4	11	49.7	75	140
13	10	11	125.0	75	140
14	11	12	19.1	75	140
15	12	13	128.2	75	140
16	13	14	110.0	75	140
17	14	15	97.5	75	140
18	15	16	50.0	75	140
19	16	17	54.0	75	140
20	17	18	97.5	75	140
21	14	19	50.0	75	140
22	18	19	54.0	75	140
23	16	19	97.5	75	140
24	19	20	110.0	75	140
25	13	20	50.0	75	140
26	11	21	126.0	75	140
27	3	21	49.0	100	140
28	21	22	131.1	100	140
29	22	23	50.0	100	140
30	23	24	99.0	100	140
31	24	25	50.1	100	140
32	25	26	49.5	100	140
33	22	26	49.5	100	140
34	26	27	21.5	100	140
35	27	28	53.5	100	140
36	28	29	50.0	100	140
37	29	30	54.0	100	140
38	30	31	55.0	100	140
39	31	32	54.0	100	140
40	29	32	55.0	100	140
41	27	32	49.5	100	140



NUDOS	Qmh(lt/seg)	COTAS
1	12.344	588.05
2	0.000	563.32
3	0.547	563.37
4	1.094	560.38
5	1.094	557.18
6	0.273	556.59
7	0.273	553.50
8	0.547	553.49
9	0.273	554.99
10	0.547	557.64
11	0.547	561.10
12	0.313	561.28
13	0.547	558.72
14	0.547	554.19
15	0.234	549.82
16	0.469	551.48
17	0.469	552.38
18	0.547	555.84
19	1.094	556.42
20	0.547	561.16
21	0.273	563.42
22	0.156	566.20
23	0.234	565.99
24	0.273	569.26
25	0.156	563.58
26	0.195	567.42
27	0.156	567.30
28	0.117	567.64
29	0.234	569.78
30	0.117	571.39
31	0.156	570.56
32	0.313	569.00



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVIORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

```

C:\> C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP_F-2\LOOP\LOOP.EXE

LOOP File : NM20AÑOS

P R O Y E C T O:  NUEVO MORO 20 AÑOS
NO. DE TRAMOS : 41
NO. DE NUDOS : 32
FACTOR DE USO : 1
MAX. GRAD. M/Km: 10
ERROR MAX.(LPS): .01

F1 -Help  ESC -Menu  TAB -Next Window
  
```

```

C:\> C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP_F-2\LOOP\LOOP.EXE
  
```

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
1	1	2	474.90	150	140	12.34	0.70	3.45	1.64
2	2	3	34.20	150	140	12.34	0.70	3.45	0.12
3	3	4	126.00	75	140	4.86	1.10	17.98HI	2.27
4	4	5	125.00	75	140	1.78	0.40	2.81	0.35
5	5	6	55.50	75	140	0.50	0.11LO	0.27	0.01
6	6	7	105.00	75	140	0.23	0.05LO	0.06	0.01
7	8	7	55.00	75	140	0.05	0.01LO	0.00	0.00
8	5	8	105.00	75	140	0.42	0.10LO	0.20	0.02
9	9	8	51.00	75	140	0.17	0.04LO	0.04	0.00
10	10	9	105.00	75	140	0.44	0.10LO	0.21	0.02
11	10	5	50.40	75	140	0.24	0.05LO	0.07	0.00
12	4	11	49.70	75	140	1.98	0.45	3.43	0.17
13	11	10	125.00	75	140	1.23	0.28LO	1.41	0.18
14	11	12	19.10	75	140	4.77	1.08	17.38HI	0.33
15	12	13	120.20	75	140	4.45	1.01	15.33HI	1.96
16	13	14	110.00	75	140	1.92	0.43	3.22	0.35
17	14	15	97.50	75	140	0.62	0.14LO	0.40	0.04
18	15	16	50.00	75	140	0.39	0.09LO	0.17	0.01

```

[ESC] -Menu  [TAB] -Next Window  [PgUp] -Review Back  [Space Bar] -Continue
  
```

```

C:\> C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP_F-2\LOOP\LOOP.EXE
  
```

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. < MM >	C HW	FLUJO < LPS >	VELOCIDAD < MPS >	PERDIDA < M/KM >	DE CARGA < M >
19	16	17	54.00	75	140	0.35	0.08LO	0.14	0.01
20	18	17	97.50	75	140	0.12	0.03LO	0.02	0.00
21	19	18	54.00	75	140	0.67	0.15LO	0.46	0.02
22	19	16	97.50	75	140	0.43	0.10LO	0.20	0.02
23	14	19	50.00	75	140	0.75	0.17LO	0.56	0.03
24	20	19	110.00	75	140	1.44	0.33	1.91	0.21
25	13	20	50.00	75	140	1.99	0.45	3.45	0.17
26	21	11	126.00	75	140	4.56	1.03	16.00HI	2.02
27	3	21	49.00	100	140	6.94	0.88	8.57	0.42
28	21	22	131.10	100	140	2.11	0.27LO	0.95	0.12
29	22	23	50.00	100	140	0.77	0.10LO	0.15	0.01
30	23	24	99.00	100	140	0.54	0.07LO	0.08	0.01
31	24	25	50.10	100	140	0.26	0.03LO	0.02	0.00
32	25	26	49.50	100	140	0.11	0.01LO	0.00	0.00
33	22	26	49.50	100	140	1.18	0.15LO	0.32	0.02
34	26	27	21.50	100	140	1.09	0.14LO	0.28	0.01
35	27	28	53.50	100	140	0.41	0.05LO	0.05	0.00
36	28	29	50.00	100	140	0.29	0.04LO	0.02	0.00

```

[ESC] -Menu  [TAB] -Next Window  [PgUp] -Review Back  [Space Bar] -Continue
  
```



“EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DE LOS RESERVIORIOS Y LÍNEA DE ADUCCIÓN COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOS AA.HH. NUEVO MORO Y EL ARENAL DEL DISTRITO DE MORO”

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-2\LOOP\LOOP.EXE

TRAMO NO.	DE NUDO	A NUDO	LONGITUD < M >	DIAM. <MM>	C HW	FLUJO <LPS>	VELOCIDAD <MPS>	PERDIDA <M/KM>	DE CARGA < M >
37	29	30	54.00	100	140	0.13	0.0210	0.01	0.00
38	30	31	55.00	100	140	0.01	0.0010	0.00	0.00
39	32	31	54.00	100	140	0.15	0.0210	0.01	0.00
40	32	29	55.00	100	140	0.07	0.0110	0.00	0.00
41	27	32	49.50	100	140	0.53	0.0710	0.07	0.00

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-2\LOOP\LOOP.EXE

NUDO NO.	FLUJO <LPS>	COT. TERR. <msnm>	COT. PIEZ. <msnm>	PRESION <MCA>
1	R 12.342	583.55	583.75	0.20
2	0.000	563.32	582.11	10.79
3	-0.547	563.37	581.99	10.62
4	-1.094	560.38	579.73	19.35
5	-1.094	557.18	579.38	22.20
6	-0.273	556.59	579.36	22.77
7	-0.273	553.50	579.35	25.85
8	-0.547	553.49	579.35	25.86
9	-0.273	554.99	579.36	24.37
10	-0.547	557.64	579.38	21.74
11	-0.547	561.10	579.56	18.46
12	-0.313	561.28	579.22	17.94
13	-0.547	558.72	577.26	18.54
14	-0.547	554.19	576.90	22.71
15	-0.234	549.82	576.87	27.05
16	-0.469	551.48	576.86	25.38
17	-0.469	552.38	576.85	24.47
18	-0.547	555.84	576.85	21.01

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue

C:\DOCUME~1\GUSTAVO\ESCRIT-1\LOOP\_F-2\LOOP\LOOP.EXE

NUDO NO.	FLUJO <LPS>	COT. TERR. <msnm>	COT. PIEZ. <msnm>	PRESION <MCA>
19	-1.094	556.42	576.88	20.46
20	-0.547	561.16	577.09	15.93
21	-0.273	563.42	581.57	18.15
22	-0.156	566.20	581.45	15.25
23	-0.234	565.99	581.44	15.45
24	-0.273	569.26	581.43	12.17
25	-0.156	563.58	581.43	17.85
26	-0.195	567.42	581.43	14.01
27	-0.156	567.30	581.43	14.13
28	-0.117	567.64	581.42	13.78
29	-0.234	569.78	581.42	11.64
30	-0.117	571.39	581.42	10.03
31	-0.156	570.56	581.42	10.86
32	-0.313	569.00	581.42	12.42

[ESC] -Menu [TAB] -Next Window [PgUp] -Review Back [Space Bar] -Continue



Para Nuevo Moro se mantendrá los diámetros en la tubería de aducción de 150mm. Con lo que se aseguran las presiones mínimas de servicio en la red de distribución, manteniendo una carga de agua en el reservorio mínima de 0.20 cm.

#### 04.01.02.05 DISCUSION

En total la cantidad de lotes considerados tanto en Arenales y el AA.HH Nuevo Moro de acuerdo a los planos proporcionados por la Municipalidad del Distrito de Moro se tiene un total de 1010 lotes al cual se le ha considerado una densidad poblacional de acuerdo a las condiciones de vida de la zona y al área de cada lote de 6 hab/lote. Haciendo un total de 6060 hab. , para el presente año (2015) Los cuales se deben beneficiar con el servicio de agua potable. Con este dato de la población se pudo determinar los coeficientes máximo diario( $K_1 = 1.3$ ) y máximo horario ( $K_2 = 2.5$ ) y la dotación (150 l/hab./día) por consiguiente los siguientes caudales :

- Caudal promedio ( $Q_p = Q_m$ ) = 10.52 l/s
- Caudal máximo diario ( $Q_{md}$ ) = 13.68 l/s
- Caudal máximo horario ( $Q_{mh}$ ) = 26.30 l/s





El sistema para abastecer a ambos lugares tal como se presenta considerado cada uno como un sistema independiente con su respectivo reservorio teniéndose lo siguiente para el año presente (2015):

### **Arenales**

N° lotes	=	694
Densidad poblacional	=	6
Habitantes	=	4164

### **Nuevo Moro**

N° lotes	=	316
Densidad poblacional	=	6
Habitantes	=	1896

Después de realizar los cálculos y proyecciones de acuerdo al análisis de la red de agua analizada para los siguientes condiciones se tiene:



---

### **A) SISTEMA ACTUAL EJECUTADO SE TIENE LO SIGUIENTE:**

#### **ARENALES**

Caudal promedio	=	7.23 l/s
Caudal máximo horario	=	18.075 l/s
Cota de fondo reservorio	=	566.9 msnm
Diámetro línea de aducción	=	8 pulg.
Volumen de reservorio	=	300 m <sup>3</sup>
Presión mínima	=	13.29 m
Presión máxima	=	44.67 m

#### **NVO MORO**

Caudal promedio	=	3.292 l/s
Caudal máximo horario	=	8.229 l/s
Cota de fondo reservorio	=	583.55 msnm
Diámetro línea de aducción	=	4 pulg.
Volumen de reservorio	=	100 m <sup>3</sup>
Presión mínima	=	5.98 m
Presión Máxima	=	27.09 m.

### **B) SISTEMA ACTUAL PROYECTADO SE TIENE LO SIGUIENTE:**

#### **NUEVO MORO**

Cota de fondo reservorio	=	588.05 msnm
Diámetro línea de aducción	=	6 pulg.
Volumen de reservorio	=	583.55



---

Presión mínima	=	11.26 m.
Presión Máxima	=	32.55 m.

### **C) SISTEMA PROYECTADO A 20 AÑOS:**

#### **ARENALES**

Cota de fondo reservorio	=	567.20 msnm
Diámetro línea de aducción	=	8 pulg.
Volumen de reservorio	=	550 M3
Presión mínima	=	10.16 m.
Presión máxima	=	25.29 m

#### **NUEVO MORO**

Cota de fondo reservorio	=	583.55 msnm
Diámetro línea de aducción	=	6 pulg.
Volumen de reservorio	=	250 M3
Presión mínima	=	10.03 m.
Presión Máxima	=	25.86 m

**Debido a las indicaciones proporcionadas por personal técnico de la Municipalidad de Moro encargada de brindar el servicio de agua potable a Nuevo Moro y Arenales. Nos solicitaron ya que estábamos analizando el sistema de distribución de agua, buscar una solución más factible para evitar hacer uso del bombeo desde el reservorio de Arenales hacia el reservorio de Nuevo Moro ya que**



**les demanda mucho gasto en el pago de la energía eléctrica para realizar dicho bombeo y cuyo costo no lo cubre el pago que hacen los usuarios por dicho servicio de agua potable.**

**Por lo que nosotros procedimos a analizar hidráulicamente la línea de conducción desde la captación hasta la llegada al reservorio de Arenales y de la línea de bombeo hacia el reservorio de Nuevo Moro, en base a los datos proporcionados:**

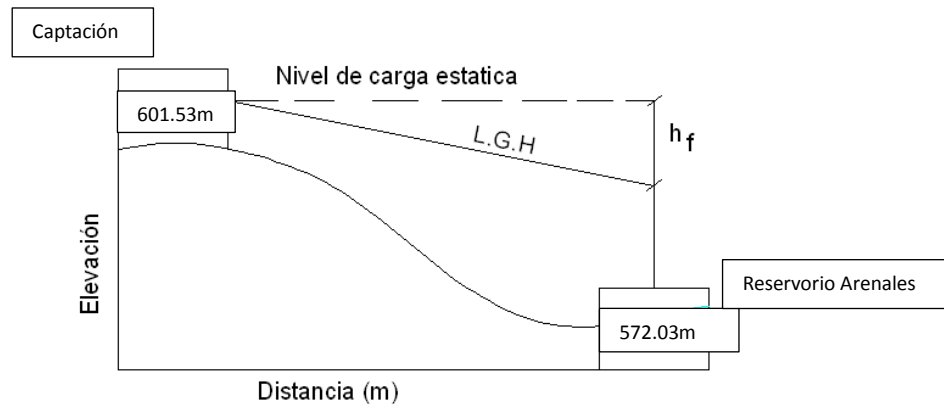
Cota de la captación	=	601.53 msnm
Longitud tubería HDPE( $\Phi=6$ pulg)	=	3030 m.
Longitud tubería de Acero( $\Phi=6$ pulg)	=	60 m.
Cota de llegada al Reservorio Arenales	=	572.03 msnm
Longitud de la línea de impulsión de Acero ( $\Phi=4$ pulg)	=	334.0 m

El reservorio de Arenales se llena en 8 horas según datos del operador entonces se tiene, que el caudal que transporta la línea de Conducción es:

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{300 \text{ m}^3}{8 \text{ horas}} = 10.4 \frac{\text{lt}}{\text{seg}} = .0104 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$



Aplicando la fórmula de pérdida de carga dada por Hazen - Williams



Considerando  $D = 6'' = 0.15m$ .

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 0.0104}{\pi \times (0.15)^2} = 0.6m/s$$

$$S = \left( \frac{Q}{0.2785 \times C \times D^{2.63}} \right)^{1.85} = \left( \frac{0.0104}{0.2785 \times 140 \times 0.15^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$S = 0.002452$$

$$h_f = S \times L = 0.002452 \times 3030 = 7.43m$$

Tramo	d(pul)	d(m)	L(m)	C	Q(lt/seg)	Q(m3/seg)	V(m/seg)	hf
Capt.-Res. Arenales	6	0.15	3030	140	10.4	0.0104	0.59	7.43

Con lo cual se obtiene una presión residual positiva que indica que si habrá flujo sobre el reservorio de Arenales, ya que :

$$\text{Captación (601.53m)} - \text{llegada Reserv. Arenales(572.03m)} - h_f(7.43m) = 22.07 m$$



En vista que se dispone de una carga aceptable disponible (22.07 m) se consideró la continuidad del trazo en la tubería hasta el Reservoirio de Nuevo Moro adicionando una longitud de unos 20m de material acero y de diámetro 4 pulg. Que empalmara a la línea de impulsión de la electrobomba cuyo diámetro también es de 4 pulg. Teniéndose el siguiente calculo hidráulico:

Longitud total de 4 pulg que llega al Reservoirio de Nuevo Moro.

Línea de impulsión ( 334m) + longitud adicional (20m) = 354 m.

Cota de Llegada al Reservoirio Nuevo Moro =

586.55 msnm

Cota de Captación = 601.53

msnm

Tramo	d(pul)	d(m)	L(m)	C	Q(lt/seg)	Q(m3/seg)	V(m/seg)	hf	hf <sub>r</sub>
Capt.-Res. Arenales	6	0.15	3030	140	10.4	0.0104	0.59	7.43	13.68
Res. Arenales -Nvo Moro	4	0.1	354	140	10.4	0.0104	1.32	6.25	

Fuente : propia

Con lo cual se obtiene una presión residual positiva que indica que si habrá flujo sobre el reservorio de Nvo Moro, ya que :

Captación (601.53m) – llegada Reserv. Nvo Moro(586.55m) – hf(13.68m) =1.3 m

Debido al valor muy por debajo del mínimo requerido que debe ser de 2.0m en la salida, se analizó para el siguiente diámetro(6 pulg) dando con ello continuidad con el mismo diámetro a la conducción.



Tramo	d(pul)	d(m)	L(m)	C	Q(lt/seg)	Q(m3/seg)	V(m/seg)	hf	hf <sub>T</sub>
Capt.-Res. Arenales	6	0.15	3030	140	10.4	0.0104	0.59	7.43	8.30
Res. Arenales -Nvo Moro	6	0.15	354	140	10.4	0.0104	0.59	0.87	

Fuente : propia

Con lo cual se obtiene una aceptable presión residual positiva que indica que si habrá flujo sobre el reservorio de Nvo Moro, ya que :

**Captación (601.53m) – llegada Reserv. Nvo Moro(586.55m) – hf(8.30m) =6.68 m**



## **CAPÍTULO V**

# **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**





## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.01 CONCLUSIONES

- Realizar el cambio del diámetro de la tubería de aducción del reservorio de Nuevo Moro de 4 pulg a 6 pulg. Para así garantizar las presiones mínimas de salida en la actualidad.
- Los reservorios tal como se encuentran distribuidos pueden continuar su funcionamiento, es decir cada AA.HH funcionaran independientemente cada uno con su respectivo reservorio.
- Según los cálculos obtenidos el reservorio de Arenales se encuentra actualmente sobredimensionado en casi 100m<sup>3</sup> demás( al parecer fue concebido así para almacenar el volumen de 100m<sup>3</sup> del reservorio de Nuevo Moro, el cual sería bombeado luego hacia este.
- Mantener una carga de agua en los reservorios mínima de 0.30 m. para asegurar la presión mínima de salida en ambas redes de distribución.
- En la presente tesis se hace énfasis en la gran necesidad que es para las comunidades rurales en suministro y abastecimiento de agua potable. Por lo mismo se propone realizar el análisis y



dimensionamiento de todo el sistema de abastecimiento, hasta el punto de llegada del agua a sus usuarios.

- Mediante la utilización del programa Loop V5.0 se llega a obtener los resultados requeridos para el buen funcionamiento de éste sistema, los cuales ahorran tiempo en el cálculo.
- A través de la realización de este estudio se logró en cierta forma prestar unas alternativas para el mejor servicio de distribución de agua potable a ambos AA.HH, así como presentar como una solución al gasto que origina la electrobomba al Municipio de Moro, que bombea el agua desde el reservorio de Arenales hacia el reservorio de Nuevo Moro.



## 5.02 RECOMENDACIONES

- Para abastecer a futuro (año 2035) a los AA.HH Arenales y Nuevo Moro se debe construir reservorios aledaños a los ya existentes los cuales funcionarían como si fueran vasos comunicantes, para obtener el volumen total necesario siendo estos volúmenes de :

### **Arenales**

$$V_{\text{reservorio}} = 250 \text{ m}^3$$

### **Nuevo Moro**

$$V_{\text{reservorio}} = 150 \text{ m}^3$$

- Conectar la tubería de aducción a través de una tee con el mismo diámetro (6 pulg) hasta el reservorio de Nuevo Moro, cada tramo con su respectiva válvula de operación. Dejando así de realizar el funcionamiento de la electrobomba.
- El uso racional del agua es siempre un factor importante a considerar en comunidades rurales donde obtener el agua es difícil de conseguir ya que no se cuenta con la red de distribución de agua potable, y como es de conocimiento en estos últimos años este recurso natural básico para la existencia humana se está haciendo muy escaso no solo en el Perú sino a nivel mundial.



- Se recomienda evaluar las distintas opciones de paso a futuro de las tuberías al momento de hacer el estudio de abastecimiento ya que muchas veces la topografía no nos garantiza un buen paso de las redes hacia los usuarios.
- Se recomienda realizar continuos ensayos de calidad del agua para así obtener datos estadísticos del comportamiento de la fuente de abastecimiento.
- Se recomienda la instalación de válvulas de purga en los puntos finales de toda la red de distribución para evitar los malos olores y sedimentación producto del estancamiento del agua.



## CAPÍTULO VI

# MATERIALES DE REFERENCIA



## CAPÍTULO VI

### MATERIAL DE REFERENCIA

#### 6.01 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGÜERO PITTMAN, Roger. “Agua Potable para Poblaciones Rurales”. Lima, 1997. Servicios Educativos Rurales (SER).
- APAZA HERRERA. “Redes de Abastecimiento de Agua Potable”. Edit. Servilaser, Lima 1989.
- AGUSTÍ PÉREZ, Foguet, SALVADOR VILLÀ, Ignasi, REALP CAMPALANS, Elisenda, BASTEIRO BARTOLI, Lluís, OLIETE JOSA, Sergio. “Abastecimiento de Agua y Saneamiento” – “Tecnología para el Desarrollo Humano y Acceso a los Servicios Básicos”, 1ª Edición Abril 2005.
- DIAGO USÓ, José Luis. “Abastecimiento de Agua por Gravedad, Concepción, Diseño y Dimensionado para Proyectos de Cooperación”. M - 5999 – 2008.
- DOMÍNGUEZ S., Francisco Javier. “Hidráulica”. Edit. Universitaria. Sexta Edición 1974.
- GARCÍA TRISOLINI, Eduardo. “Manual de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento en Poblaciones Rurales”. Fondo Peruano – Alemana, Lima, Mayo 2008.
- LÁZARO LÓPEZ, Andrés. “Manual de Hidráulica”. Universidad de Alicante 2004.



- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. “Guía para el diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua”. Lima 2005.
- RODRÍGUEZ RUÍZ, Pedro. “Abastecimiento de Agua, Instituto Tecnológico de Oaxaca”. Agosto 2001.
- SALDARRIAGA, Juan. “Hidráulica de Tuberías, Abastecimiento de Agua, Redes, Riegos”. Edit. Alfa omega, Bogotá 2007.
- VIERENDEL. “Abastecimiento de Agua y Alcantarillado”. 3ª Edición. Julio del 2005.



## **CAPÍTULO VII**

# **ANEXOS**