



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO DE MINI ACUEDUCTO POR BOMBEO ELÉCTRICO EN LA
COMUNIDAD NUEVOS HORIZONTES DEL MUNICIPIO DE TIPITAPA,
DEPARTAMENTO DE MANAGUA**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Yeraldo Andrés Rodríguez Molina

Tutor

Msc. Ing. Henry Loaisiga

Managua, diciembre 2017

DEDICATORIA

“La dedicación del estudio, es el precio del triunfo. El mayor tesoro y la mayor herencia que podemos recibir de nuestros padres”. Dedico este logro a Dios y mis seres queridos que han estado conmigo incondicionalmente colaborando en alcanzar el ideal que me propuse.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por concederme la bendición de poder estudiar y culminar la carrera de Ingeniería Civil.

Agradezco a mi familia por haber sido instrumento de Dios, asumiendo el compromiso de apoyarme para alcanzar este logro, ya que no todos tienen esta bendición.

Agradezco al Ayuntamiento PALLAFOLS, España, por haber sido instrumentos de Dios, brindándome su ayuda económica los primeros años de mi carrera.

Agradezco a mis compañeros y conocidos por haber sido instrumentos de Dios, ayudándome a salir de muchos problemas desde mi examen de admisión en la Universidad Nacional de Ingeniería, hasta la finalización de esta monografía; en especial a mi compañero Ing. Wilmer Blandón y al Ing. Mayro Altamirano por sus consejos y ayuda tan valiosa.

Agradezco a mis profesores por haber sido instrumentos de Dios, compartiendo el conocimiento de años de trabajo y experiencia con las nuevas generaciones; en especial a mi tutor Msc. Ing. Henry Loaisiga por aclarar las dudas en la realización de este documento.

RESUMEN DEL TEMA

Problemática: La comunidad Nuevos Horizontes, Tipitapa, Managua representa un asentamiento progresivo el cual carece de un servicio de abastecimiento de agua adecuado. Este inconveniente se ha enfrentado por medio de pozos excavados en los hogares de esta localidad. En vista de resolver esta problemática se han realizado esfuerzos desde 2012 con la perforación de un pozo como obra de captación en el abastecimiento de la comunidad. Tiempo en el que quedó en espera la formulación del proyecto de la red de distribución para su posterior construcción y operación.

Función principal del informe: La función principal de este informe es presentar una propuesta de diseño hidráulico de los componentes de un Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico para la comunidad Nuevos Horizontes que se adapten a la obra de captación ya construida en el año 2012.

Población beneficiada: Población actual 430 personas (domiciliar) más 401 personas (sitios públicos). En un período de diseño de 20 años se proyecta que la población crecerá a 820 personas (domiciliar) más 765 personas (sitios públicos).

Normativa aplicada: En la preparación de este diseño se aplicaron las “Normas Técnicas para el Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en el Medio Rural” NTON 09-001-99 emitidas por el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).

Para comenzar, se definieron las metas correspondientes a los objetivos que se pretendían alcanzar. Luego se expuso las razones por las cuales es importante desarrollar el diseño hidráulico del proyecto de agua potable para el caso de estudio, haciendo una exposición de la problemática actual que se vive y que representa la consecuente justificación del proyecto, donde se mencionan los

argumentos que hacen necesario la intervención a través del diseño de un sistema de abastecimiento de agua.

Posteriormente, se hizo una descripción general de los aspectos técnicos de diseño, la normativa aplicable y el programa de computadora de mayor popularidad para el diseño de sistemas de abastecimiento (EPANET v2.00.12) desarrollado por la Agencia de Protección del Medioambiente de Estados Unidos, traducido al español por la Universidad Politécnica de Valencia en marzo de 2010 lo que corresponde al marco teórico de referencia, como una base referente para la posterior propuesta de solución a través de un Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE).

Después de esto se presentaron los resultados de la investigación: indagación de las características socioeconómicas, presentación de ensayos de bombeo, calidad del agua y topografía, estudio de consumo (haciendo una proyección de población y caudales de diseño), el diseño hidráulico de los componentes del MABE (comenzando por la distribución de caudales en la red, pasando por el diseño del tanque de almacenamiento, la línea de conducción o impulsión en este caso, la estación de bombeo y las características de la fuente). Luego se realizó la modelación hidráulica en EPANET y se calcularon las variaciones con respecto al diseño hecho con hojas de cálculo, una breve valoración ambiental, la propuesta de planos y finalizando con la propuesta del presupuesto de obra.

La estructura para la presentación de resultados de este informe será:

- Descripción del sitio del proyecto.
- Estudios previos necesarios.
- Propuesta de diseño hidráulico de los componentes del MABE.
- Modelación hidráulica en EPANET.
- Breve valoración ambiental.
- Propuesta de planos y estimación del presupuesto de obra.

CONTENIDO

CAPITULO I. GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	2
1.2 Antecedentes.....	3
1.3 Justificación	5
1.4 Objetivos.....	7
1.4.1 Objetivo general	7
1.4.2 Objetivos específicos.....	7
1.5 Descripción del sitio del proyecto.....	8
1.5.1 Macro y micro localización.....	8
1.5.2 Reseña histórica de la comunidad.....	9
1.5.3 Ubicación geográfica y extensión territorial	10
1.5.4 Límites.....	10
1.5.5 Topografía y clima de Tipitapa	10
1.5.6 Actividades económicas	11
1.5.7 Vialidad y transporte.....	11
1.5.8 Vivienda y población actual	11
1.5.9 Características hidrológicas.....	11
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO	13
2.1 Normativa de diseño aplicable NTON 09-001-99	14
2.1.1 Proyección de población	14
2.1.2 Dotación, población a servir y nivel de servicio.....	14
2.1.3 Parámetros de diseño	15
2.1.3.1 Período de diseño	15
2.1.3.2 Variaciones de consumo.....	16
2.1.3.3 Presiones y velocidades permisibles.....	16
2.1.3.4 Coeficiente de rugosidad	17
2.1.3.5 Cobertura de tuberías y pérdidas de agua	17

2.1.4 Fuente de abastecimiento	18
2.1.5 Estación de bombeo	18
2.1.6 Línea de conducción	22
2.1.7 Red de distribución	23
2.1.8 Almacenamiento	27
2.1.9 Tratamiento, desinfección y calidad del agua	28
2.2 Software de modelación hidráulica EPANET	30
2.2.1 Qué es EPANET	30
2.2.2 Características del Modelo Hidráulico	30
2.2.3 Componentes físicos y No físicos	31
2.2.4 Modelo de Simulación Hidráulica	32
CAPITULO III. DISEÑO METODOLÓGICO	34
3.1 Tipo de investigación	35
3.2 Herramientas a utilizar	35
3.3 Metodología a emplear	35
CAPITULO IV. ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	38
4.1 Censo poblacional	39
4.2 Presentación del ensayo de bombeo	45
4.3 Presentación de prueba de calidad del agua	46
4.4 Levantamiento topográfico	47
4.5 Diseño hidráulico del MABE	49
4.5.1 Parámetros de diseño adoptados	49
4.5.2 Estudio de consumo	50
4.5.2.1 Proyección de población	50
4.5.2.2 Caudales de diseño	56
4.5.3 Diseño: Red de Distribución	58
4.5.3.1 Identificar tubería principal existente	58
4.5.3.2 Comprobar cobertura proyectada	58

4.5.3.3 Formar anillos principales	59
4.5.3.4 Definir salidas de caudal	60
4.5.3.5 Definir diámetros	63
4.5.3.6 Análisis hidráulico	63
4.5.3.7 Comprobar presiones y velocidades permisibles	66
4.5.3.8 Ajustar la red	68
4.5.4 Diseño: Línea de Alimentación y Altura de Torre	71
4.5.5 Diseño: Tanque de Almacenamiento	73
4.5.6 Diseño: Línea de Impulsión por Bombeo	74
4.5.7 Fuente y obra de captación existente	85
4.6 Modelación hidráulica en EPANET	87
4.6.1 Configuración de valores predeterminados	87
4.6.2 Trazado de la red en el programa	89
4.6.3 Asignación de propiedades a los componentes	90
4.6.4 Configuración de las opciones de cálculo	91
4.6.5 Análisis en régimen permanente	91
4.6.6 Verificar presión y velocidad permisibles	93
4.6.7 Presentación de resultados	94
4.7 Valoración ambiental	94
4.7.1 Marco legal	94
4.7.2 Valoración ambiental sin proyecto	95
4.7.3 Valoración de impactos del proyecto	97
4.7.4 Plan de mitigación	98
4.7.5 Plan de contingencias ante riesgos	99
4.8 Propuesta de planos y presupuesto	105
CONCLUSIONES	111
RECOMENDACIONES	113
BIBLIOGRAFÍA	115
ANEXOS	

ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Macro localización	8
Ilustración 2. Escuela y pozo casero	8
Ilustración 3. Micro localización	9
Ilustración 4. Caracterización hidrológica	12
Ilustración 5. Componentes físicos de un SAAP en EPANET	32
Ilustración 6. Componentes NO físicos de un SAAP en EPANET	32
Ilustración 7. Distribución de viviendas	44
Ilustración 8. Prueba de bombeo	46
Ilustración 9. Censo Nacional Tipitapa 1971, 1995 y 2005	51
Ilustración 10. Censo Nacional Managua 1971, 1995 y 2005	52
Ilustración 11. Censo Nacional Nicaragua 1971, 1995 y 2005.....	52
Ilustración 12. Aplicación de tasas de crecimiento inter-censales.....	54
Ilustración 13. Curva de población de diseño	54
Ilustración 14. Proyección de población	56
Ilustración 15. Caudal de diseño y volumen de almacenamiento.....	58
Ilustración 16. Formación de circuitos	59
Ilustración 17. Salidas de caudal	60
Ilustración 18. Viscosidad cinemática del agua	64
Ilustración 19. Reconfiguración de anillos principales.....	68
Ilustración 20. Dimensionamiento del tanque cilíndrico de acero.....	73
Ilustración 21. Pérdida de carga en sarta de bombeo.....	76
Ilustración 22. Pérdida de carga en impulsión	80
Ilustración 23. Análisis económico comparativo para línea de impulsión	81
Ilustración 24. Curva resistente del sistema	83
Ilustración 25. Curva de la bomba de 1HP	83
Ilustración 26. Configuración de valores por defecto en EPANET	89
Ilustración 27. Trazado de la red en EPANET	90
Ilustración 28. Asignación de propiedades a componentes en EPANET	90
Ilustración 29. Configuración de opciones de cálculo en EPANET	91

Ilustración 30. Análisis en régimen permanente	92
Ilustración 31. Perfil longitudinal de presión en RP – CMH.....	92
Ilustración 32. Perfil longitudinal de presión en RP - Consumo Cero.....	93
Ilustración 33. Presiones y velocidades según EPANET	93
Ilustración 34. Cronograma de obra	105

TABLAS

Tabla 1. Período de diseño económico	16
Tabla 2. Presiones y velocidades permisibles	17
Tabla 3. Coeficiente de rugosidad (C)	17
Tabla 4. Relación diámetro interno del pozo y caudal de bombeo	20
Tabla 5. Relación diámetro columna de bombeo y caudal de bombeo	20
Tabla 6. Velocidad en la tubería de succión según el diámetro y caudal	20
Tabla 7. Diámetro de sarta en relación a un rango de caudales	20
Tabla 8. Diámetro de válvula de alivio con el caudal de descarga	21
Tabla 9. Tipo de energía recomendable según capacidad del motor	21
Tabla 10. Censo poblacional	39
Tabla 11. Resumen de censo poblacional	44
Tabla 12. Coordenadas del levantamiento topográfico	48
Tabla 13. Derrotero de predio de pozo, tanque y caseta	49
Tabla 14. Parámetros de diseño	49
Tabla 15. Censos Nacionales de 1971, 1995 y 2005	51
Tabla 16. Tasas de crecimiento geométrico inter-censales	52
Tabla 17. Aplicación de tasas de crecimiento a población base	53
Tabla 18. Población esperada según "Curva de Población de Diseño"	55
Tabla 19. Proyección de población	55
Tabla 20. Caudal de diseño según tipo de componente	56
Tabla 21. Caudal de diseño y volumen de almacenamiento	57
Tabla 22. Tipos de consumo	61
Tabla 23. Demanda media según el uso del terreno	61
Tabla 24. Caudal de diseño por tramo	61
Tabla 25. Caudal de diseño por nodo	62
Tabla 26. Circuitos principales	64
Tabla 27. Cálculo factor de fricción: "Método Numérico Iterativo Punto Fijo"	65
Tabla 28. Cálculo de pérdidas por fricción y caudales: "Método de Cross"	66
Tabla 29. Cálculo de presiones, velocidades y pérdidas unitarias	67

Tabla 30. Resultados de red según CROSS	67
Tabla 31. Red reconfigurada: circuito principal	69
Tabla 32. Red reconfigurada: cálculo del factor de fricción.....	69
Tabla 33. Red reconfigurada: cálculo de pérdidas por fricción y caudales	69
Tabla 34. Red reconfigurada: presiones, velocidades y pérdidas unitarias.....	70
Tabla 35. Red reconfigurada: resultados de red según CROSS.....	70
Tabla 36. Resultados para línea de alimentación	72
Tabla 37. Resumen de características del bombeo	75
Tabla 38. Cálculo del coeficiente de pérdida global para sarta de bombeo	75
Tabla 39. Pérdida de carga en sarta de bombeo	76
Tabla 40. Diámetros de prueba en línea de impulsión	77
Tabla 41. Cálculo del coeficiente de pérdida global para impulsión $\varnothing = 2''$	78
Tabla 42. Pérdida de carga en impulsión para $\varnothing = 2''$	78
Tabla 43. Cálculo del coeficiente de pérdida global para impulsión $\varnothing = 2 \frac{1}{2}''$	79
Tabla 44. Pérdida de carga en impulsión para $\varnothing = 2 \frac{1}{2}''$	79
Tabla 45. Costo amortizado por tubería de impulsión.....	80
Tabla 46. Costo energético del bombeo	81
Tabla 47. Análisis económico comparativo para línea de impulsión	81
Tabla 48. Cálculo de bomba.....	82
Tabla 49. Curva resistente del sistema.....	82
Tabla 50. Análisis en régimen permanente según EPANET	92
Tabla 51. Variación de resultados en red: CROSS - EPANET	93
Tabla 52. Valoración ambiental sin proyecto	95
Tabla 53. Valoración de impactos del proyecto	97
Tabla 54. Plan de mitigación	98
Tabla 55. Plan de contingencia ante riesgos	99
Tabla 56. Presupuesto estimado	105

CAPITULO I. GENERALIDADES

1.1 Introducción

En este documento se presentará una propuesta para la solución a la problemática de la falta de un sistema de agua potable adecuado, que brinde el servicio en calidad, cantidad y continuidad para la comunidad Nuevos Horizontes del municipio de Tipitapa departamento de Managua.

La comunidad está compuesta por 46 manzanas y se encuentra distribuida en 54 bloques. Para la propuesta de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable correspondiente a este documento, **se considerará del bloque 1 al 17 debido a que la fuente existente solamente posee la capacidad para abastecer a este sector** de la comunidad; al mismo tiempo, resulta oportuno mencionar y aclarar que se pretende la perforación de una segunda fuente en el futuro para abastecer los bloques 18 al 54, lo cual queda fuera del alcance de este documento.

Esta problemática de no poseer un sistema de abastecimiento de agua potable adecuado trae consigo un arsenal completo de potenciales consecuencias nocivas para las personas. A pesar de que este servicio representa una de las necesidades básicas fundamentales para el ser humano, en el país aún se tiene un porcentaje bastante considerable de habitantes que presentan esta necesidad básica como insatisfecha. Ya que según (ENACAL, 2016) se estima que la cobertura de agua potable en el sector urbano y rural son respectivamente de 89% y 37% aproximadamente.

1.2 Antecedentes

Según información tomada de Caracterización Municipal (INIFOM), Tipitapa cuenta con servicio público de agua potable cuya administración está a cargo de la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. En el municipio se abastece de forma sistemática al sector urbano de la cabecera municipal y las cabeceras comarcales; se cuenta con 7,354 conexiones domiciliarias con una cobertura del 51.6%.

En Tipitapa se brinda este servicio a través de 17 pozos, cuatro puestos públicos y 268 mini acueductos. Sin embargo, el municipio no cuenta con un sistema de acueductos que permita cubrir la demanda de forma eficiente.

En el municipio existen seis acueductos distribuidos en la parte urbana del mismo y cinco acueductos en las comunidades de Las Banderas, Las Maderas, Empalme San Benito, Zambrano y Barrio San Luis. A través de una breve investigación se conoce que la comunidad Nuevos Horizontes nace en el año 2000 como un asentamiento de desmovilizados de la Resistencia Nicaragüense en repuesta al desarmen de la guerra de contrarrevolución.

La comunidad se localiza a 6 kilómetros de la cabecera municipal de Tipitapa, y a 26 km de la Ciudad de Managua. Está compuesta por 46 manzanas de terreno dividido en 54 bloques y 551 lotes o predios con títulos de propiedad emitidos por la intendencia de la propiedad.

La situación problemática de la comunidad Nuevos Horizontes es que no se cuenta con un sistema de agua potable para abastecerse adecuadamente. Para el consumo se hace uso de pozos excavados sin ningún tipo de protección, contruidos por esfuerzo propio en su vivienda. Existiendo unos 60 pozos excavados por los pobladores, **1 pozo público comunal perforado en el año 2012** ubicado en el bloque 9 dotado de una bomba manual y 4 puestos públicos

en la entrada de la comunidad ubicados en los bloques 1,2,3,4 que abastecen 4 horas por día garantizando para trasladar hasta su vivienda un promedio de 2 baldes de agua por vivienda, beneficiando a los hogares que se ubican en los primeros 11 bloques.

El área de estudio para el diseño del sistema de agua potable corresponderá a los bloques 1 al 17, los cuales pueden ser abastecidos completamente por el pozo existente actualmente y ubicado en el bloque 9.

1.3 Justificación

Según revista publicada por (NITLAPAN, 2009, pág. 2): “Con 85 ríos, 47 lagunas, 2 lagos y 21 cuencas, uno podría pensar que Nicaragua tiene suficientes reservas de agua dulce como para no padecer nunca por falta de agua”. Sin embargo, el servicio de agua potable sigue siendo una **necesidad básica insatisfecha** para muchos nicaragüenses, especialmente para sectores rurales del país.

Una de estas comunidades es Nuevos Horizontes del municipio de Tipitapa. La falta del servicio de agua potable es catalogada como un indicador de pobreza, con la presencia de un sistema de abastecimiento dicho **indicador de pobreza se vería reducido considerablemente a nivel local**.

Como se expuso en la sección anterior sobre los antecedentes históricos del municipio de Tipitapa y la comunidad Nuevos Horizontes, la construcción del proyecto de agua potable pretende **contribuir a mejorar el nivel de vida** de la población, mediante el acceso con calidad a los servicios de agua potable.

Esta iniciativa tendría **impacto directo en más de 800 usuarios** donde la situación problemática en que las personas viven es verdaderamente prioritaria de resolver debido a que el servicio de agua potable representa una necesidad básica insatisfecha.

Por otro lado, esta iniciativa también contribuiría a **disminuir la incidencia de casos de enfermedades** infecto contagiosas, patologías de origen hídrico, principalmente diarrea, que aparecen con mayor frecuencia en épocas de invierno considerada el flagelo más sentido en las comunidades rurales, además de parasitosis debido al consumo de agua contaminada y hábitos higiénico sanitario no adecuados en las viviendas para el manejo del agua, alimentos, animales, entre otros.

Otro aspecto importante que se debe mencionar es **reducir el esfuerzo y deterioro físico** que incurren los miembros de las familias y principalmente del género femenino y niños en la tarea de acarreo de recipientes de agua hasta su hogar. Consecuentemente, es evidente el interés por parte de los pobladores de esta comunidad a ser beneficiada y de las propias autoridades para realizar este proyecto, pues es uno de los problemas más usuales, sentidos y frecuentes en el sector rural de todo el país.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- Diseñar un Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico en la comunidad Nuevos Horizontes del municipio de Tipitapa, departamento de Managua.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Describir socioeconómicamente la comunidad para conocer las condiciones del entorno, cuantificar y proyectar población y gastos de diseño correspondientes.
2. Verificar condiciones de la fuente de abastecimiento con respecto a su capacidad de producción y calidad de agua con pruebas realizadas.
3. Describir características topográficas del sitio en estudio para conocer las coordenadas de los puntos de interés.
4. Proponer dimensionamiento de los componentes del sistema de abastecimiento tipo Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico y verificar diseño mediante el uso del software EPANET.
5. Realizar análisis ambiental con el propósito de conocer los impactos y proponer medidas de mitigación.
6. Elaborar planos del proyecto y estimar inversión necesaria para la construcción de la obra.

1.5 Descripción del sitio del proyecto

1.5.1 Macro y micro localización

Ilustración 1. Macro localización



Fuente: (Alcaldía de Tipitapa, 2010)

Ilustración 2. Escuela y pozo casero



Fuente: (Alcaldía de Tipitapa, 2010)

Ilustración 3. Micro localización



Fuente: Google Earth

1.5.2 Reseña histórica de la comunidad

Según (Alcaldía de Tipitapa, 2010), la comunidad Nuevos Horizontes se encuentra a 6 km del área urbana del municipio de Tipitapa, a 26 km de la ciudad de Managua, Nicaragua. Nace en el año 2,000 como un asentamiento de desmovilizados de la Resistencia Nicaragüense en repuesta al desarmen de la “Guerra de Contrarrevolución”, iniciada en el año 1,979 y finalizada con el cambio democrático de poder en el país en el año 2,000 y la entrada en gobierno de la señora presidenta Violeta Barrio de Chamorro.

1.5.3 Ubicación geográfica y extensión territorial

Según (Alcaldía de Tipitapa, 2010), el municipio de Tipitapa se ubica sobre las coordenadas 12° 1' de latitud norte y 86° 05' de latitud oeste con una extensión territorial de 975.17 km². Está ubicado a 22 km de la capital Managua. La comunidad Nuevos Horizontes se localiza a 6 kilómetros de la cabecera municipal de Tipitapa, y a 26 km de la ciudad de Managua. Dicha comunidad está compuesta por 46 manzanas, distribuida en 54 bloques y 552 lotes con títulos de propiedad emitidos por la intendencia de la propiedad. Para la propuesta de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable correspondiente a este documento, se considerará del bloque 1 al 17 debido a que la fuente existente solamente posee la capacidad para abastecer a este sector de la comunidad.

1.5.4 Límites

Según (Alcaldía de Tipitapa, 2010), los límites de la comunidad Nuevos Horizontes son los siguientes:

Al Norte : Limita con Cooperativa Los Masayas

Al Sur : Limita con Comunidad de Pasquier

Al Este : Limita con Ebenezer

Al Oeste : Limita con Tismal

1.5.5 Topografía y clima de Tipitapa

Según (Alcaldía de Tipitapa, 2010), la topografía predominante es de forma plana con pendiente de suaves a moderadas se caracteriza por zona de lomeríos bajas que escurre hacia ambos lagos: Lago de Managua y Lago de Nicaragua. El clima predominante es de Seco Tropical. La temperatura media anual oscila entre los 27 a 27.5 °C, con precipitación media de 1,000-1,100 mm.

1.5.6 Actividades económicas

Según (Alcaldía de Tipitapa, 2010), la población económicamente activa se dedica principalmente al trabajo en zonas francas, y en empresas de la zona como: Plywood, Avícola Estrella, Lala, y trabajos variados en la capital desde formales como: empleadas domésticas, vendedores ambulantes, en menor escala a la ganadería, producción de alimentos: frijoles, maíz, yuca, al negocio informal como pulperías.

1.5.7 Vialidad y transporte

Según (Alcaldía de Tipitapa, 2010), la comunicación hacia la cabecera municipal consiste en una carretera de macadam de 6 km que en épocas de lluvias es afectada por pegaderos que se forman. Existe transporte urbano que recorre desde la comunidad Plywood a Tipitapa (8 km) en su recorrido pasa por la comunidad Nuevos Horizontes con una tarifa de C\$ 7,00 iniciando a las 5:00 AM, finalizando a las 8 PM. También la población se moviliza en taxi, moto-taxi y vehículos particulares como moto en su mayoría.

1.5.8 Vivienda y población actual

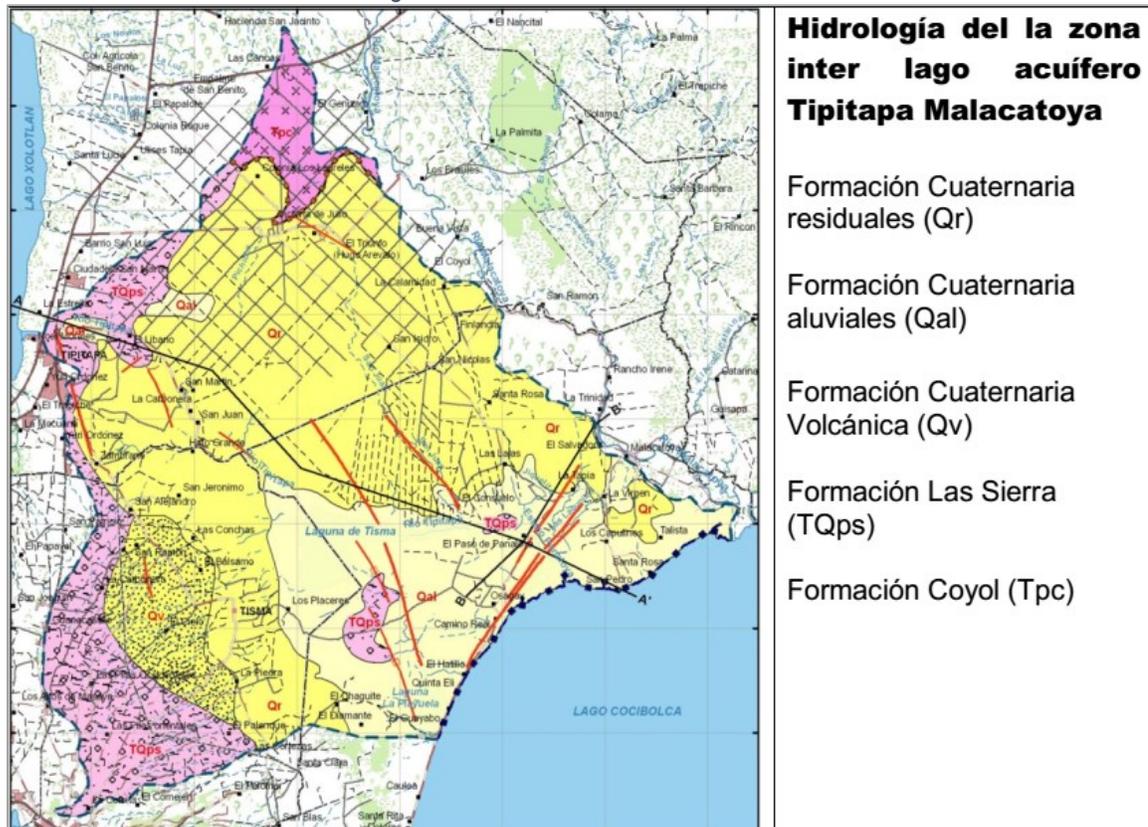
Tal como se mencionó anteriormente, el alcance de este trabajo comprende los primeros 17 bloques de la comunidad ya que la fuente existente tiene capacidad para abastecer a este sector. Para el resto de la comunidad se pretende la perforación de un segundo pozo, lo cual está fuera de los alcances del presente documento. El detalle del censo poblacional se muestra en análisis de resultados.

1.5.9 Características hidrológicas

Según (Alcaldía de Tipitapa, 2010): La fuente es de tipo subterránea conocida como “**ACUIFERO TIPITAPA MALACATOYA**” de 480 km² que se extiende desde

el lago Xolotlán a lago Cocibolca con una geología predominante: Formación cuaternaria residuales (Qr) en su mayoría, aluviales (Qal), Volcánica (Qv), Formación Las Sierra (TQps), Formación Coyol (Tpc), la profundidad del agua varía de 0.2m hasta a 111,9m de profundidad con una transmisibilidad que varían desde 100 m³/día*m al sur (altos de Masaya) y mejorando a medida que se aproxima al Lago Cocibolca (SE) alcanzando valores de transmisibilidad¹ mayores de 1,000 m³/día*m.

Ilustración 4. Caracterización hidrológica



Fuente: Elaboración propia

¹ Para el caso particular de estudio según la prueba de bombeo se establece una transmisibilidad de 987 m³/día*m. La transmisibilidad también se expresa usualmente en m²/día.

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 Normativa de diseño aplicable NTON 09-001-99

2.1.1 Proyección de población

Según (INAA, 1999) “La metodología generalmente aplicada, requiere la investigación de las tasas de crecimiento histórico, las que sirven de base para efectuar la proyección de población”.

En este sentido cobra importancia el estudio previo socioeconómico; en ausencia de datos poblacionales al inicio del período de diseño, la norma establece la realización de un censo poblacional. Existen múltiples métodos para proyectar el crecimiento poblacional, sin embargo, en la norma se establece el uso del método geométrico de proyección. Al mismo tiempo recomienda conocer la tasa de crecimiento histórico nacional y compararla con la tasa de cada caso de estudio particular.

$$P_n = P_0(1 + r)^n \quad \text{con} \quad r = \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^{\frac{1}{(t_2-t_1)}} - 1 \quad (\text{Ec.1})$$

Donde:

P_n : población del año “n”

P_0 : población al inicio del período de diseño

r: tasa de crecimiento

n: número de años del período de diseño

2.1.2 Dotación, población a servir y nivel de servicio

La dotación de agua se expresa en litros por persona por día (lppd) y depende de: nivel de servicio adoptado, factores geográficos, factores culturales y uso del agua. Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de conexiones

domiciliares de patio, según normativa (INAA, 1999) “se asignará un caudal de **50 a 60 lppd**”. La población a servir en los pozos perforados se estima como mínimo de 100 personas por pozo. El nivel de servicio presenta las siguientes condiciones sociales:

- ✓ Deberá realizarse un estudio cuidadoso para considerar las posibilidades económicas de la comunidad para construir un sistema con tomas domiciliarias.
- ✓ Deberá realizarse una campaña educativa a la comunidad en cuanto al uso y ahorro del agua y protección del sistema, ya que cada llave quedará dentro de cada casa.

Además, se deben cumplir las siguientes condiciones técnicas:

- ✓ Se deberá realizar un estudio de factibilidad en el sistema particularmente de la capacidad de la fuente, debido a que la dotación se incrementa comparado con puestos públicos.
- ✓ La comunidad deberá aportar parte de la tubería a utilizarse en las tomas domiciliarias. La conexión domiciliar llegará hasta el lindero de la propiedad, a partir de ahí la conexión correrá por cuenta del propietario.
- ✓ El diámetro de las conexiones y de los grifos será de ½” (12 mm).

2.1.3 Parámetros de diseño

2.1.3.1 Período de diseño

Según (INAA, 1999) fijar el período de diseño tiene por lo menos tres propósitos bien definidos, al mismo tiempo la norma detalla los períodos de diseño económicos para diferentes tipos de componentes:

- ✓ Determinar qué períodos de estos componentes del sistema, deberán satisfacer las demandas futuras de la comunidad.
- ✓ Qué elementos del sistema deben diseñarse por etapas.
- ✓ Cuáles serán las previsiones que deben de considerarse para incorporar los nuevos elementos al sistema.

Tabla 1. Período de diseño económico

Tipo de componente	Período de diseño
Pozo excavado	10 años
Pozo perforado	15 años
Captación superficial y manantial	20 años
Desarenador	20 años
Filtro lento	20 años
Línea de conducción	15 años
Tanque de almacenamiento	20 años
Red de distribución	15 años

Fuente: (INAA, 1999)

2.1.3.2 Variaciones de consumo

Las variaciones de consumo sirven de base para el dimensionamiento de la capacidad de: obras de captación, línea de conducción y red de distribución, etc. Y se definen como el consumo máximo diario CMD y consumo máximo horario CMH, los cuales son factores de la demanda promedio diaria CPD.

$$CPD = Población * Dotación \quad (Ec.2)$$

$$CMD = 1.5CPD \quad (Ec.3)$$

$$CMH = 2.5CPD \quad (Ec.4)$$

2.1.3.3 Presiones y velocidades permisibles

Las presiones y velocidades permisibles representan el rango adecuado para el funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua y evitar erosión interna o sedimentación en las tuberías:

Tabla 2. Presiones y velocidades permisibles

Concepto	Mínimo	Máximo
Presión	5 m	50 m
Velocidad	0.4 m/s	2 m/s

Fuente: (INAA, 1999)

2.1.3.4 Coeficiente de rugosidad

Los coeficientes de rugosidad que se deben emplear en el cálculo de pérdidas por el método de Hazen-Williams, según la normativa rural deben ser los siguientes:

Tabla 3. Coeficiente de rugosidad (C)

Tipo de material	(C)
Hierro galvanizado (H°G°)	100
Concreto	130
Asbesto cemento	140
Hierro fundido (H°F°)	130
Plástico (PVC)	150

Fuente: (INAA, 1999)

2.1.3.5 Cobertura de tuberías y pérdidas de agua

Con respecto a la cobertura de las tuberías (INAA, 1999) establece que: “Para sitios que correspondan a cruces de carreteras y caminos con mayor afluencia de tráfico se recomienda mantener una cobertura mínima de 1.20 metros sobre la corona de las tuberías, y en caminos de poco tráfico vehicular, una cobertura de 1.0 metro sobre la corona del tubo”.

Cuando se proyectan Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, es necesario considerar las pérdidas que se presentan en cada uno de sus componentes, la cantidad total de agua perdida se fija como un porcentaje del consumo promedio diario cuyo valor no deberá ser mayor del 20%.

2.1.4 Fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento según la norma nicaragüense debe cumplir con al menos dos propósitos fundamentales:

- ✓ Suministrar agua en cantidad suficiente para abastecer la demanda de la población durante el período de diseño considerado.
- ✓ Mantener las condiciones de calidad necesarias para garantizar la potabilidad de la misma.

Además, se consideran cuatro criterios de aceptación para pozo en Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico que se citan a continuación:

- ✓ El caudal de explotación será obtenido a través de una prueba de bombeo de un mínimo de 24 horas a caudal constante y de una prueba a caudal variable con mínimo de cuatro etapas de una hora cada una. La recomendación del caudal máximo de explotación se hará de acuerdo al análisis de la prueba.
- ✓ El caudal de explotación de bombeo estará en función de un período de bombeo mínimo de 12 horas y un máximo de 16 horas.
- ✓ El caudal máximo recomendado de la explotación de un pozo deberá ser igual o superior a 1.5 del consumo día promedio (QDP).
- ✓ Disposición de la comunidad para operar y mantener el sistema.

2.1.5 Estación de bombeo

La caseta de control se diseña de mampostería reforzada acorde a un modelo típico, incluyéndose la iluminación, ventilación y desagüe, tiene la función de proteger los equipos eléctricos y mecánicos. La fundación del equipo de bombeo se diseña de acuerdo a las dimensiones y característica del equipo, generalmente es de concreto reforzado con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² a

los 28 días. Se debe elegir el equipo de bombeo generalmente entre sumergible y tipo turbina de eje vertical para pozo perforado según los siguientes factores:

- ✓ Nivel de bombeo de acuerdo a los resultados de las pruebas de bombeo efectuada al pozo.
- ✓ Variaciones estacionales o niveles naturales del agua subterránea en las estaciones seca y lluviosa.
- ✓ El diámetro del ademe del pozo, el cual debe estar relacionado al caudal a extraerse según Tabla 4. Relación diámetro interno del pozo y caudal de bombeo.
- ✓ El diámetro de la columna de bombeo dentro del pozo acoplada a la bomba, será diseñada para una pérdida de fricción no mayor del 5% de su longitud, por lo cual se recomiendan los diámetros para columnas de bombeo en relación al caudal, en la Tabla 5. Relación diámetro columna de bombeo y caudal de bombeo se reflejan estos valores.
- ✓ Calidad del Eje.
- ✓ Tipo de impulsores.
- ✓ Característica del arranque y puesta en marcha.
- ✓ Flexibilidad de Operación.
- ✓ Curvas características de las bombas.
- ✓ Golpe de ariete.
- ✓ Tuberías en succión y descarga de equipos de bombeo. El diámetro de la tubería de succión y de impulsión no deberán ser menores que las admitidas por las bombas, en caso de que el diámetro de la tubería de succión sea mayor que el de la admisión de la bomba (bombas horizontales), se debe conectar una reducción excéntrica.

La velocidad que se recomienda en la tubería de succión se indica en la Tabla 6. Velocidad en la tubería de succión según el diámetro y caudal.

Tabla 4. Relación diámetro interno del pozo y caudal de bombeo

Diámetro interno ademe del pozo		Caudal de bombeo	
Pulgada	mm	gpm	lps
6	150	160	10
8	200	240	15
10	250	400	25

Fuente: (INAA, 1999)

Tabla 5. Relación diámetro columna de bombeo y caudal de bombeo

Diámetro de columna de bombeo		Caudal de bombeo	
Pulgada	mm	gpm	lps
3	75	0 - 50	0.00 - 3.15
4	100	50 - 100	3.15 - 6.30
6	150	100 - 600	6.30 - 37.8

Fuente: (INAA, 1999)

Tabla 6. Velocidad en la tubería de succión según el diámetro y caudal

Velocidad (m/s)	Diámetro (mm)	Caudal (litro/s)
0.75	50	Hasta 1.5
1.1	75	5
1.3	100	10

Fuente: (INAA, 1999)

En la tubería de descarga se deberá efectuar un estudio económico-comparativo de diversos diámetros para seleccionar el más apropiado. En la descarga o sarta de la bomba deberán considerarse una válvula de compuerta y una válvula de retención, para la selección del diámetro se recomienda la Tabla 7. Diámetro de sarta en relación a un rango de caudales.

Tabla 7. Diámetro de sarta en relación a un rango de caudales

Diámetro de sarta		Rango de caudales	
Pulgada	mm	gpm	lps
2	50	80	5.05
3	75	80 - 200	5.05 - 12.6

Fuente: (INAA, 1999)

El diámetro de la sarta está definido por el diámetro del medidor de agua. La válvula de retención debe colocarse entre la bomba y válvula de compuerta; además, considerar válvula de alivio ante golpe de ariete, recomendándose los diámetros de la Tabla 8. Diámetro de válvula de alivio con el caudal de descarga.

Tabla 8. Diámetro de válvula de alivio con el caudal de descarga

Diámetro de válvula		Rango de caudales	
Pulgada	mm	gpm	lps
3	75	250 - 500	15.8 - 31.5
2	50	60 - 250	3.8 - 15.8
1	25	< 60	< 3.8

Fuente: (INAA, 1999)

Las sargas deberán llevar:

- ✓ Medidor de flujo.
- ✓ Manómetro con llave de chorro 1/2".
- ✓ Válvula de aire.
- ✓ Válvula no retorno.
- ✓ Válvula de alivio.
- ✓ Derivación descarga para prueba de bombeo y limpieza de la sarga.
- ✓ Unión flexible para efecto de mantenimiento, las tuberías deben anclarse adecuadamente y determinar las fuerzas que actúa en los atraques para obtener un buen diseño.

Se tiene que considerar como norma emplear un factor de 1.15 para calcular los HP del motor en base a los HP de la bomba, debido a pérdidas mecánicas. Las velocidades de operación de los motores eléctricos varían de acuerdo a la capacidad o caudal del equipo de bombeo. De acuerdo a la capacidad de los motores eléctricos se recomienda los tipos de energía siguiente:

Tabla 9. Tipo de energía recomendable según capacidad del motor

Capacidad	Tipo de energía
3 a 5 HP	1/60/110
5 a 50 HP	3/60/220
> 50HP	3/60/440

Fuente: (INAA, 1999)

2.1.6 Línea de conducción

En la norma nicaragüense (INAA, 1999, pág. 30) se establece que: “La línea de conducción es el conjunto de ductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde la captación hasta la comunidad, formando el enlace entre la obra de captación y la red de distribución. Su capacidad deberá ser suficiente para transportar el gasto de máximo día. Se le deberá proveer de los accesorios y obras de arte necesarios para su buen funcionamiento, conforme a las presiones de trabajo especificadas para las tuberías, tomándose en consideración la protección y mantenimiento de las mismas. Cuando la topografía del terreno así lo exija se deberán instalar válvulas de “aire y vacío” en las cimas y válvulas de “limpieza” en los columpios.”

Además, distingue dos clases de líneas de conducción en base a la naturaleza y características de la fuente que son: por gravedad o por bombeo. En este trabajo interesa solamente la segunda opción. En el diseño de una línea de conducción por bombeo, se hará uso de una fuente externa de energía, para impulsar el agua desde la toma hasta la altura requerida, venciendo la **carga estática y las pérdidas por fricción** originadas en el conducto al trasladarse el flujo. Los aspectos normativos con respecto al diseño establecen lo siguiente:

- ✓ Para el cálculo hidráulico, las pérdidas por fricción se determinarán por el uso de la fórmula de Hazen William u otra similar.

$$\frac{H}{L} = S = \frac{10.675Q^{1.85}}{C^{1.85}D^{4.87}} \quad (\text{Ec.5})$$

Donde:

H: pérdida de carga en metros.

L: Longitud en metros.

S: pérdida de carga en mt/mt.

Q: gasto en m³/s.

D: diámetro en metros

C: coeficiente de Hazen William (a-dimensional).

- ✓ Para determinar el mejor diámetro (más económico) puede aplicarse la fórmula siguiente, ampliamente usada en los Estados Unidos de Norte América. (Similar a la de Bresse, con $K = 0.9$ y $n = 0.45$) con “D” en metros y “Q” en m³/s.

$$D = 0.9Q^{0.45} \quad (\text{Ec.6})$$

- ✓ Se dimensionará para la condición del consumo de máximo día al final del período de diseño, el cual se estima en 1.5 del consumo promedio (CMD = 1.5 CPD, más las pérdidas).
- ✓ La tubería de descarga deberá ser seleccionada para resistir las presiones altas, y deberán ser protegidas contra el golpe de ariete instalando válvulas aliviadoras de presión en las vecindades de las descargas de las bombas.

2.1.7 Red de distribución

Para el diseño de la red de distribución la norma nicaragüense establece al menos tres aspectos a considerar:

- ✓ Se deberá diseñar para la condición del consumo de hora máxima al final del período de diseño, el cual resulta al aplicar el factor de 2.5 al consumo promedio diario (CHM = 2.5 CPD, más las pérdidas).
- ✓ El sistema de distribución puede ser de red abierta, de malla cerrada o una combinación de ambos.

- ✓ La red se deberá proveer de válvulas, accesorios y obras de arte necesarias, para asegurar su buen funcionamiento y facilitar su mantenimiento.

Se debe definir el tipo de red para el diseño, la que puede ser de tipo abierta o cerrada. En el caso particular, se considerará una red cerrada. Para este tipo de configuración la normativa nicaragüense propone el método de **Hardy Cross** (método de relajamiento o de pruebas y errores controlados), expresando las relaciones de flujo con la fórmula exponencial en la forma simplificada:

$$H = KQ^n \quad (\text{Ec.7})$$

En la cual; para un tubo dado:

K: es una constante numérica dependiente de C, D y L.

Q: es el flujo.

n: exponente constante para todos los tubos, 1.85 en fórmula de Hazen Williams.

La red se puede dimensionar balanceando las cargas por corrección de los flujos supuestos, aplicando la fórmula:

$$q = - \frac{\sum H}{n \sum \left(\frac{H}{Q}\right)} \quad (\text{Ec.8})$$

O balanceando los flujos por corrección de las cargas supuestas, aplicando la fórmula:

$$H = - \frac{n \sum Q}{\sum \left(\frac{Q}{H}\right)} \quad (\text{Ec.9})$$

Donde:

q: factor de corrección del flujo en litros/s.

H: pérdida de carga en metros.

Q: caudal en litros.

A pesar de que el cálculo de pérdida de carga sea determinado históricamente a través de la aplicación de la ecuación de Hazen – Williams debido a su clara ventaja por ser de naturaleza explícita, en este documento se calcularán dichas pérdidas de carga a través de la ecuación de **Darcy – Weisbach**. Las razones por las cuales se toma esta decisión se deben a lo expuesto por (Saldarriaga, 2007), quién con mucho detalle explica las limitaciones y beneficios de ambas metodologías. Además, se implementará el **Método de Hardy Cross con Corrección de Caudales**. A continuación, se resumen las ecuaciones a utilizar.

Ecuación de pérdidas de carga:

$$H = h_f + h_m \quad (\text{Ec.10})$$

Pérdidas por fricción (Darcy – Weisbach):

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec.11})$$

Factor de fricción (Colebrook – White):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (\text{Ec.12})$$

Aproximación del factor de fricción (Swamee – Jain), aplicable en los rangos descritos, con errores menores a 1%:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (\text{Ec.13})$$

$$10^{-6} \leq \frac{\varepsilon}{D} \leq 10^{-2} \quad \wedge \quad 5 * 10^3 \leq Re \leq 10^8$$

Número de Reynolds:

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{4Q}{\pi D \nu} \quad (\text{Ec.14})$$

Pérdidas por accesorios:

$$h_m = k \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec.15})$$

Pérdidas de carga total:

$$h_{f_{ij}} + \sum h_{m_{ij}} = \left(\sum k_{m_{ij}} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} \right) \frac{8Q_{ij}^2}{\pi^2 g D_{ij}^4} \quad (\text{Ec.16})$$

De esta forma, el coeficiente de resistencia "K" quedaría expresado como:

$$K = \left(\sum k_{m_{ij}} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} \right) \frac{8}{\pi^2 g D_{ij}^4} \quad (\text{Ec.17})$$

Corrección de caudales viene dada por:

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum (h_{f_{ij}} + \sum h_{m_{ij}})}{2 \sum \left(\frac{h_{f_{ij}} + \sum h_{m_{ij}}}{Q_{ij}} \right)} \quad (\text{Ec.18})$$

Caudal corregido quedaría como:

$$Q_c = Q_p + \Delta Q_i \quad (\text{Ec.19})$$

Los principios que se aplican son: **Conservación de Masa y Conservación de Energía**. El primer principio se aplica en los nodos y se logra al proponer caudales iniciales para los tramos de tuberías que convergen a dichos nodos en base a las demandas concentradas y respetando que la sumatoria de los flujos entrantes y salientes en cada nodo debe ser igual a cero.

El segundo principio se aplica a los circuitos y se cumple a través de iteraciones sucesivas hasta lograr que la sumatoria de pérdidas de carga en los circuitos tienda a cero, lo que provoca que las variaciones o correcciones del caudal también tiendan a cero, balanceando de esta forma la red de distribución.

Al final la normativa (INAA, 1999, pág. 35) establece que: “La red también se puede analizar por medio de programas para computadoras basados en la fórmula de Hazen Williams, o cualquier otra ampliamente conocida”. Cuestión por lo cual se hablará un poco más adelante sobre el software de modelación hidráulica EPANET en este marco teórico de referencia de este trabajo de investigación.

2.1.8 Almacenamiento

Los objetivos del almacenamiento según (INAA, 1999, pág. 36) son al menos tres:

- ✓ Suplir la cantidad necesaria para compensar las máximas demandas que se presenten durante su vida útil.
- ✓ Brindar presiones adecuadas en la red de distribución.
- ✓ Disponer de reserva ante eventualidades e interrupciones en el suministro de agua.

Tomándose en cuenta estos objetivos, se definen cuatro aspectos a considerar en el almacenamiento que son: la capacidad, la localización, la clase de tanque y el tipo de tanque. La **capacidad** debe contemplar un volumen para compensar variaciones horarias del consumo igual a 15% del CPD, un volumen de reserva

para atender eventualidades en caso de emergencia, reparaciones en línea de conducción u obras de captación igual a 20% del CPD. Por lo tanto, la capacidad del tanque es equivalente a 35% del CPD. La **localización** debe ser próximo al poblado tomando en cuenta la topografía del terreno para asegurar presiones de servicio aceptables. Las **clases de tanque** pueden ser de mampostería, hormigón armado y acero. Por último, los **tipos de tanque** que se han recomendado construir en el país son: tanque sobre el suelo, tanque elevado y cisterna. Para el caso particular de estudio en la comunidad Nuevos Horizontes la opción a emplear es tanque elevado de acero, según normativa debe cumplir con lo siguiente:

- ✓ El nivel mínimo del agua en el tanque debe ser capaz de lograr presiones adecuadas en la red de distribución.
- ✓ Se debe emplear la misma tubería de entrada y salida del agua, en el caso que el sistema fuese del tipo Fuente-Red-Tanque.
- ✓ La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- ✓ Se instalarán válvulas de compuertas en todas las tuberías, exceptuando la de rebose y se recomienda que todas las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- ✓ Debe considerarse los demás accesorios como; escaleras, dispositivos de ventilación, acceso con su tapadera indicador de niveles y en casos especiales una luz roja para prevenir accidentes aéreos en vuelos nocturnos.
- ✓ Las escaleras exteriores deben tener protección adecuada y se diseñarán dispositivos que permitan controlar el nivel máximo y mínimo del agua en el tanque.

2.1.9 Tratamiento, desinfección y calidad del agua

El agua de la fuente según (INAA, 1999, pág. 40): “puede presentar características fisicoquímicas y bacteriológicas no aptas para el consumo humano, esto implica

que se requiere de una serie de procesos unitarios con el objeto de corregir su calidad y convertirla en agua potable acorde con las normas establecidas”. Estos procesos unitarios se clasifican en **pretratamiento** (captación indirecta pre-filtro vertical, pre-filtro horizontal, filtración gruesa y desarenadores), **tratamiento** (filtración lenta) y **post-tratamiento**.

Para la **desinfección** el cloro es el más usado universalmente, dado a sus propiedades oxidantes y su efecto residual para eliminar contaminaciones posteriores; también es la sustancia química que más económicamente y con mejor control y seguridad se puede aplicar al agua para obtener su desinfección. El cloro se presenta puro en forma líquida, o compuesta como hipoclorito de calcio el cual se obtiene en forma de polvo blanco y en pastillas, y el hipoclorito de sodio de configuración líquida. En el caso de Acueductos Rurales se utiliza para la desinfección el cloro en forma de hipocloritos, debido a su facilidad de manejo y aplicación. La aplicación al agua, de la solución de hipoclorito de calcio o de sodio se debe efectuar mediante el hipoclorador de carga constante.

La normativa nicaragüense exhorta la realización de las siguientes instrucciones concernientes a la protección de la salud pública, a través de la eliminación o reducción de componentes o características nocivas en el agua, en los anexos se detallan las contracciones máximas permisibles como parámetros que indican la **calidad del agua**, tomado de (INAA, 1999, pág. 49):

- ✓ La fuente de agua a utilizarse en el proyecto, se le deberá efectuar por lo menos un análisis físico, químico, de metales pesados cuando se amerite y bacteriológico antes de su aceptación como tal.
- ✓ Los parámetros mínimos de control para el sector rural serán: coliforme total, coliforme fecal, olor, sabor, color, turbiedad, temperatura, concentraciones de iones de hidrógeno y conductividad.

- ✓ El análisis de las fuentes de agua tales como manantiales, pozos perforados, pozos excavados a mano deberán cumplir con las normas de calidad del agua vigentes aprobadas por el INAA y MINSA.

2.2 Software de modelación hidráulica EPANET

2.2.1 Qué es EPANET

“EPANET es un programa de ordenador que realiza simulaciones en período extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión. EPANET determina el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos a través de la red durante un determinado período de simulación analizado en diferentes intervalos de tiempo. Además del conocimiento de la concentración de diferentes componentes químicos, es posible determinar el tiempo de permanencia del agua en las tuberías, así como estudios de la procedencia del agua en cada punto de la red”. Información tomada de Manual EPANET (Rossman, 1997).

2.2.2 Características del Modelo Hidráulico

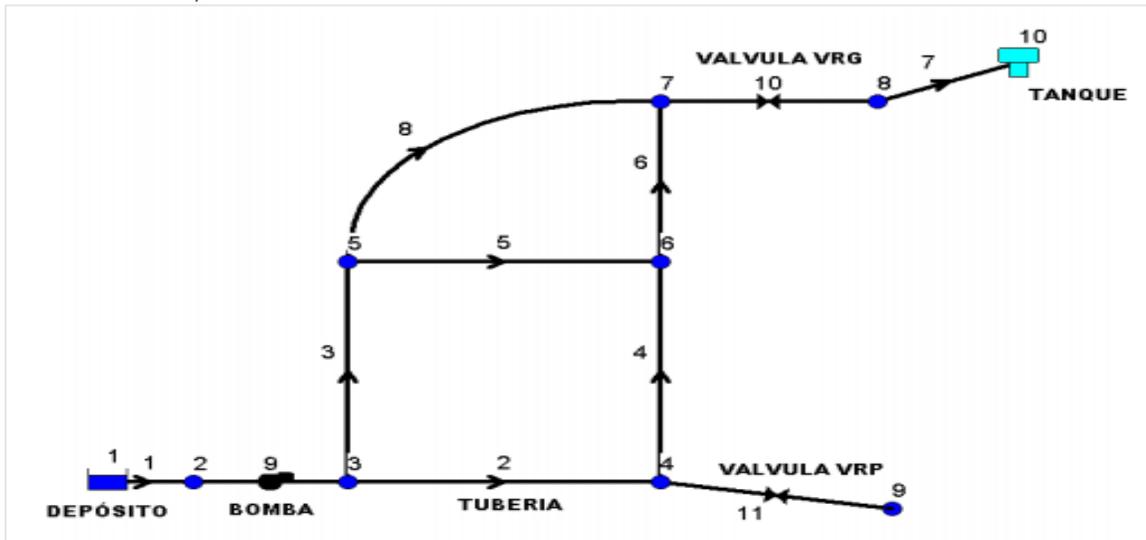
- ✓ No existe límite en el tamaño de la red que se desea analizar.
- ✓ Calcula las pérdidas por fricción en las conducciones mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, o Chezy-Manning.
- ✓ Incluye pérdidas menores en elementos tales como codos, acoplamientos, etc.
- ✓ Modela bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como a velocidades de giro variables.
- ✓ Calcula la energía consumida y el coste de bombeo de las estaciones.

- ✓ Modela diferentes tipos de válvulas, incluyendo válvulas de regulación, válvulas de retención, válvulas de aislamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas de control de caudal, etc.
- ✓ Permite el almacenamiento de agua en tanques que presenten cualquier geometría (por ejemplo, que la sección del tanque sea variable con la altura del mismo).
- ✓ Considera la posibilidad de establecer diferentes categorías de consumo en los nudos, cada una de ellas con su propia curva de modulación.
- ✓ Modeliza consumos dependientes de la presión que salen al exterior del sistema a través de emisores (rociadores, aspersores).
- ✓ Puede determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el tanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal.

2.2.3 Componentes físicos y No físicos

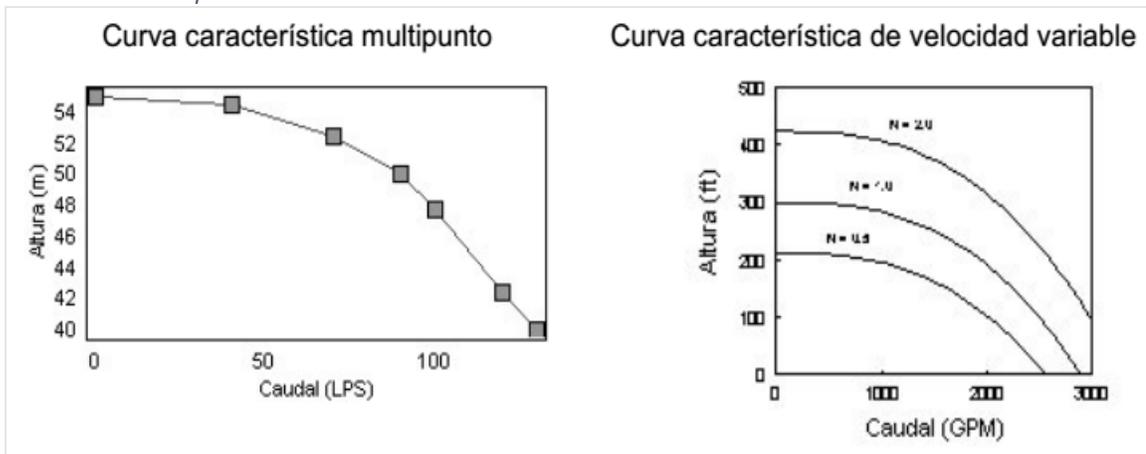
“EPANET modeliza un sistema de distribución de agua como una serie de líneas conectadas a nudos. Las líneas representan tuberías, bombas y válvulas de control. Los nudos representan conexiones, tanques y depósitos. La figura de abajo nos muestra cómo estos objetos pueden ser conectados para representar una red (componentes físicos)”. Tomado de (Rossman, 1997).

Ilustración 5. Componentes físicos de un SAAP en EPANET



Fuente: (Rossman, 1997)

Ilustración 6. Componentes NO físicos de un SAAP en EPANET



Fuente: (Rossman, 1997)

Además de los componentes físicos, EPANET utiliza tres tipos de objetos informativos (curvas, patrones, y controles) que describen el comportamiento y los aspectos operacionales de un sistema de distribución (componentes NO físicos).

2.2.4 Modelo de Simulación Hidráulica

El modelo de simulación hidráulica de EPANET calcula alturas en conexiones y caudales en líneas para un conjunto fijo de niveles de depósitos, niveles de

tanques, y demandas de agua a lo largo de una sucesión de instantes temporales. Desde un instante de tiempo los siguientes niveles de depósitos y demandas en las conexiones son actualizadas de acuerdo a los patrones de tiempo que se les ha asociado mientras que los niveles del tanque son actualizados utilizando los datos solución de caudal. La solución de altura y caudal en un determinado punto a lo largo del tiempo supone el cálculo simultáneo de la conservación del caudal en cada conexión y la relación de pérdidas que supone su paso a través de los elementos de todo el sistema.

Este proceso, conocido como **“equilibrado hidráulico de la red”**, requiere métodos iterativos de resolución de ecuaciones no lineales. **EPANET utiliza el “Algoritmo del Gradiente”** con este propósito. El intervalo de tiempo utilizado para la simulación de período extendido (SPE) puede modificarse por el usuario. Un valor bastante común es 1 hora. Pueden darse intervalos de cálculo inferiores al normal cuando ocurra alguno de los sucesos:

- ✓ Cuando ocurre el siguiente período de obtención de resultados
- ✓ Cuando ocurre el siguiente período del patrón de tiempos
- ✓ Cuando se produce el llenado o vaciado de un tanque
- ✓ Cuando se activa un control simple o un control programado.

Información tomada de Manual de EPANET (Rossman, 1997).

CAPITULO III. DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de investigación

Esta propuesta se puede catalogar como un **proyecto de desarrollo**, de alcance **descriptivo** y con diseño de investigación NO experimental de tipo **transversal** según (Navarro, 2013) y (Hernández Sampieri, Fernández Collado, & Baptista Lucio, 2010).

Las fuentes bibliográficas primarias estarán representadas por las entrevistas a los habitantes de la comunidad Nuevos Horizontes, Tipitapa, Managua. Las fuentes secundarias estarán representadas por artículos, ficha municipal, estudios locales o cualquier otro documento de las instituciones correspondientes (Alcaldía, INIDE, MINSA, etc.).

3.2 Herramientas a utilizar

Equipo topográfico (teodolito, trípode, balizas, etcétera).

Computadora y programas (AutoCAD, EPANET, Excel, Word).

3.3 Metodología a emplear

- ✓ Para cumplir objetivo específico 1, se realizarán las siguientes actividades:
se levantará un censo poblacional y se realizará una investigación de aspectos socioeconómicos de la comunidad en fuentes secundarias, como punto de partida para cuantificar y proyectar población y gastos de diseño según normativa expuesta en marco teórico NTON 09-001-99.

- ✓ Para cumplir objetivo específico 2, se realizarán las siguientes actividades:
se presentarán las pruebas de bombeo y calidad de agua existentes según parámetros de INAA (NTON 09-001-99) explicados en el marco teórico y en anexos.

- ✓ Para cumplir objetivo específico 3, se realizarán las siguientes actividades:
se realizará levantamiento topográfico que proporcione información básica para el estudio hidráulico.

- ✓ Para cumplir objetivo específico 4, se realizarán las siguientes actividades:
se establecerán los parámetros de diseño según la normativa nicaragüense aplicable NTON 09-001-99 (INAA, 1999) cuyos aspectos se exponen en el marco teórico: la dotación, población a servir, nivel de servicio, período de diseño, variaciones de consumo, rangos permisibles de presión y velocidad, coeficiente de rugosidad, cobertura de tuberías y pérdidas de agua en la red.

Se hará un estudio de consumo para la determinación y asignación de demandas en los nodos.

Se propondrá el dimensionamiento de los componentes del sistema de abastecimiento (red de distribución, línea de aducción, tanque de almacenamiento, línea de impulsión y bomba).

Se configurarán las opciones de análisis del programa EPANET. Se dibujará la red del sistema de abastecimiento en el programa. Se asignarán las propiedades a los componentes de la red. Se realizará un análisis en régimen permanente y en período extendido para hacer el modelo más realista. Se verificarán presiones y velocidades permisibles. Y se presentarán los resultados en plano, gráficas, tablas e informes especiales.

- ✓ Para cumplir objetivo específico 5, se realizarán las siguientes actividades:
se realizará una valoración ambiental actual, una valoración de los impactos del proyecto y se hará una propuesta o plan de mitigación para los impactos ambientales a generarse con el proyecto.

- ✓ Para cumplir objetivo específico 6, se realizarán las siguientes actividades: se realizarán planos topográficos que revelen coordenadas de puntos de interés para el diseño hidráulico; y planos de detalles constructivos. Se realizará una hoja de cálculo con cantidades de obra, precios unitarios y presupuesto.

Redactar reporte de resultados para la presentación del trabajo final.

CAPITULO IV. ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Censo poblacional

A continuación, se presenta el censo realizado en la comunidad Nuevos Horizontes, el cual fue hecho casa a casa y con la participación de los habitantes de dicha comunidad. Donde:

H: habitada.

D: deshabitada.

C: en construcción.

V: predio vacío.

M: masculino.

F: femenino.

Tabla 10. Censo poblacional

N.º	Jefe de familia	Vivienda					Población		
		H	D	C	V	Otro	M	F	Total
	BLOQUE N.º 1	8	1	1	0	0	11	21	32
C-01	Maritza Martínez	1						2	2
C-02	Victoria Castro	1					2	6	8
C-03	Martha Zúñiga	1					2	3	5
C-04	Norlin Alberto García	1					4	2	6
C-05	Vivienda en construcción			1			0	0	0
C-06	José Antonio Téllez	1					1	4	5
C-07	Dominga Espinoza	1						1	1
C-08	Vivienda Desehabitada		1				0	0	0
C-09	Elvis Arauz Corea	1					1	2	3
C-10	Humberto Gutiérrez	1					1	1	2
	BLOQUE N.º 2	7	0	0	3	0	22	24	46
C-11	Araceli del Carmen Martínez Valdivia	1					6	7	13
C-12	Predio vacío				1		0	0	0
C-13	Bruno Fonseca	1					2	2	4
C-14	Mario Zamora Peña	1					1	5	6
C-15	Elizabeth del Carmen Moreno Zeledón	1					1	1	2
C-16	José Ramón Siles Gómez				1		0	0	0
C-17	Jerónimo de Ángeles Téllez				1		0	0	0
C-18	Juana Zeledón	1					2	1	3

N.º	Jefe de familia	Vivienda					Población		
		H	D	C	V	Otro	M	F	Total
C-19	Jesenia del Carmen Mascoñana	1					4	4	8
C-20	Lefin Flores González	1					6	4	10
	BLOQUE N.º 3	6	0	0	3	0	15	11	26
C-21	Guadalupe Elba Morales Gumiel	1					4	2	6
C-22	Martha Lorena Portes	1					2	1	3
C-23	Predio vacío				1		0	0	0
C-24	Predio vacío				1		0	0	0
C-25	Yancis Girón Morales	1					3	2	5
C-26	Predio vacío				1		0	0	0
C-27	Celso Espinales	1					4	2	6
C-28	Everardo Marín	1					1	2	3
C-29	Aslhy Amalia Romero Morles	1					1	2	3
	BLOQUE N.º 4	7	0	0	3	0	12	8	20
C-30	Predio vacío				1		0	0	0
C-31	Ramón Reyes	1					1		1
C-32	Juan Carlos Miranda	1					2		2
C-33	Predio vacío				1		0	0	0
C-34	Antonia María Valle	1					3	2	5
C-35	Florián Pastrana				1		0	0	0
C-36	Mariela Centeno Padilla	1						1	1
C-37	Elizabeth Orozco	1					2	3	5
C-38	Maribel del Carmen	1					2	2	4
C-39	Miguel Ángel	1					2		2
	BLOQUE N.º 5	5	3	0	4	1	9	14	23
C-40	Predio vacío				1		0	0	0
C-41	Predio vacío				1		0	0	0
C-42	Predio vacío				1		0	0	0
C-43	Casa deshabitada		1				0	0	0
C-44	Deysi del Socorro Aguirre	1					1	3	4
C-45	Casa deshabitada		1				0	0	0
C-46	Darvin Uriel Pérez Cornejo	1					1	3	4
C-47	Rosalina Sánchez	1					2	4	6
C-48	Erasmus de Jesús García Escoto	1					4	2	6
C-49	Casa deshabitada		1				0	0	0
C-50	Sandra Minerva Jiménez Morales	1					1	2	3
C-51	Predio vacío				1		0	0	0
C-52	No quiso brindar datos					1			
	BLOQUE N.º 6	4	0	1	2	0	9	9	18
C-53	Francisco Bustillo Hernández				1		0	0	0

N.º	Jefe de familia	Vivienda					Población		
		H	D	C	V	Otro	M	F	Total
C-54	Martha Irene Bustillo	1					3	2	5
C-55	Luis Martínez Valle	1					3	2	5
C-56	Sebastián Vallecillo				1		0	0	0
C-57	Feliz Pedro Rivas Hurtado			1			0	0	0
C-58	Jimmy Treminio Zamora	1					2	2	4
C-59	Ana Mercedes Molina	1					1	3	4
	BLOQUE N.º 7	6	0	0	1	0	17	7	24
C-60	Carlos Flechar Figueroa	1					4	2	6
C-61	Cándido Urbina	1					5	3	8
C-62	Julio Pérez	1					2	1	3
C-63	Tomas Pérez	1					2		2
C-64	Predio vacío				1		0	0	0
C-65	Anielka Torres Conde	1					3	1	4
C-66	Miller José Ríos Espinoza	1					1		1
	BLOQUE N.º 8	4	3	1	1	1	12	5	17
C-67	Isabel Blanco	1					2	1	3
C-68	Casa deshabitada		1				0	0	0
C-69	Casa deshabitada		1				0	0	0
C-70	Vivienda en proceso de construcción			1			0	0	0
C-71	Casa deshabitada		1				0	0	0
C-72	Julio Aníbal Balladares González	1					4	2	6
C-73	Campo de Fútbol					1			0
C-74	Carlos Alberto Acevedo Guadamuz	1					3	1	4
C-75	Predio vacío				1		0	0	0
C-76	Mildred Janeth Flores González	1					3	1	4
	BLOQUE N.º 9	8	1	0	2	1	28	29	57
C-77	Elisa Ruth Pavón Cruz	1						3	3
C-78	Julio Cesar Carballo Jiménez	1					2	3	5
C-79	Escarleth Verónica Escoto				1		0	0	0
C-80	Francisco Vivas Dávila					1	15	15	30
C-81	Rafael Ruiz Flores	1					2	1	3
C-82	Oltio José Ruiz Avilés	1					2	1	3
C-83	Jesenia del Carmen García Espinoza	1					2	2	4
C-84	Danelia Hernández				1		0	0	0
C-85	Vivienda Deshabitada		1				0	0	0
C-86	Claudia del Carmen Rivera González	1					1	2	3
C-87	Pablo Antonio Sánchez Sandino	1					2	1	3
C-88	Melisa Junieth González Pavón	1					2	1	3
	BLOQUE N.º 10	6	2	0	1	0	25	27	52

N.º	Jefe de familia	Vivienda					Población		
		H	D	C	V	Otro	M	F	Total
C-89	María Esther Calero Moreno	1					2	4	6
C-90	Predio vacío				1		0	0	0
C-91	Iglesia la última Cosecha	1					15	15	30
C-92	Vivienda Deshabitada		1				0	0	0
C-93	Nedy Yamileth González	1					1	2	3
C-94	Mayra Brenda Flores González	1					4	2	6
C-95	Vivienda Deshabitada		1				0	0	0
C-96	Uriel Misael Orozco Flores	1					2	2	4
C-97	David Harold Alemán Blanco	1					1	2	3
	BLOQUE N.º 11	3	0	2	3	0	5	3	8
C-98	Isidoro Jirón				1		0	0	0
C-99	Amparo Oporta	1					1		1
C-100	Isaura Emileth Cruz	1					3	3	6
C-101	Roberto Mejía	1					1		1
C-102	Francisco Javier Campos				1		0	0	0
C-103	Nexi Flores				1		0	0	0
C-104	Henry Flores			1			0	0	0
C-105	Francisco González			1			0	0	0
	BLOQUE N.º 12	4	2	1	2	0	9	8	17
C-106	Casa en Construcción			1			0	0	0
C-107	Casa deshabitada		1				0	0	0
C-108	Predio vacío				1		0	0	0
C-109	Casa deshabitada		1				0	0	0
C-110	Predio vacío				1		0	0	0
C-111	Nelson José Cruz Urbina	1					1	1	2
C-112	Cesar Augusto González	1					2	2	4
C-113	Iglesia Vida	1					5	5	10
C-114	Luis Antonio Salgado	1					1		1
	BLOQUE N.º 13	9	0	0	1	0	15	19	34
C-115	Nohelia del Carmen Escalante	1					1	4	5
C-116	German Ruiz Padilla	1					1		1
C-117	María López Cerna	1					3	3	6
C-118	Yesenia Antonia Pineda	1					3	2	5
C-119	Deira Lisbeth González				1		0	0	0
C-120	Santos Pastor Cerda Guardado	1					1	1	2
C-121	Teresa de Jesús Guardado	1						2	2
C-122	Milena del Socorro Cerda Guardado	1					1	3	4
C-123	Johana Gutiérrez Smith	1					2	3	5
C-124	Daniela Ponce Soza	1					3	1	4

N.º	Jefe de familia	Vivienda					Población		
		H	D	C	V	Otro	M	F	Total
	BLOQUE N.º 14	8	0	0	0	2	15	22	37
C-125	Francisco Antonio Onas Dávila	1					4	6	10
C-126	Jairo López	1					2	2	4
C-127	Yaser Guzmán Amador	1					3	1	4
C-128	Diego Bayardo Guzmán Castellón	1					1	4	5
C-129	Elber Misael Guzmán Amador	1					3	1	4
C-130	María Betancur	1					1	1	2
C-131	Omar Rayo Bonilla	1					1	3	4
C-132	Marina Lourdes García García	1						4	4
C-133	No brindaron información					1			
C-134	No brindaron información					1			
	BLOQUE N.º 15	7	0	0	2	0	6	12	18
C-135	Predio vacío				1		0	0	0
C-136	Alma Iris Salazar	1						2	2
C-137	Fátima Espinoza	1					1	3	4
C-138	Efraín Espinoza				1		0	0	0
C-139	Maru Soza	1						2	2
C-140	Benito Dávila	1					1		1
C-141	Juana Soza Dávila	1					1	2	3
C-142	Santos Martínez	1					2	2	4
C-143	José Urbina	1					1	1	2
	BLOQUE N.º 16	0	0	0	0	1	185	186	371
C-144	Escuela Divino Niño Jesús					1	185	186	371
	BLOQUE N.º 17	6	0	0	1	0	16	15	31
C-145	Lucila López	1					3	2	5
C-146	Gregorio Antonio Rodríguez Téllez	1					3	4	7
C-147	Isidoro Jirón				1		0	0	0
C-148	Fausto Octavio Rodríguez Leiva	1					2	3	5
C-149	Santo Samorán Miranda	1					1	1	2
C-150	Feliciano Samorán Ojeda	1					4	3	7
C-151	Norma Samorán Miranda	1					3	2	5
	TOTAL	98	12	6	29	6	411	420	831

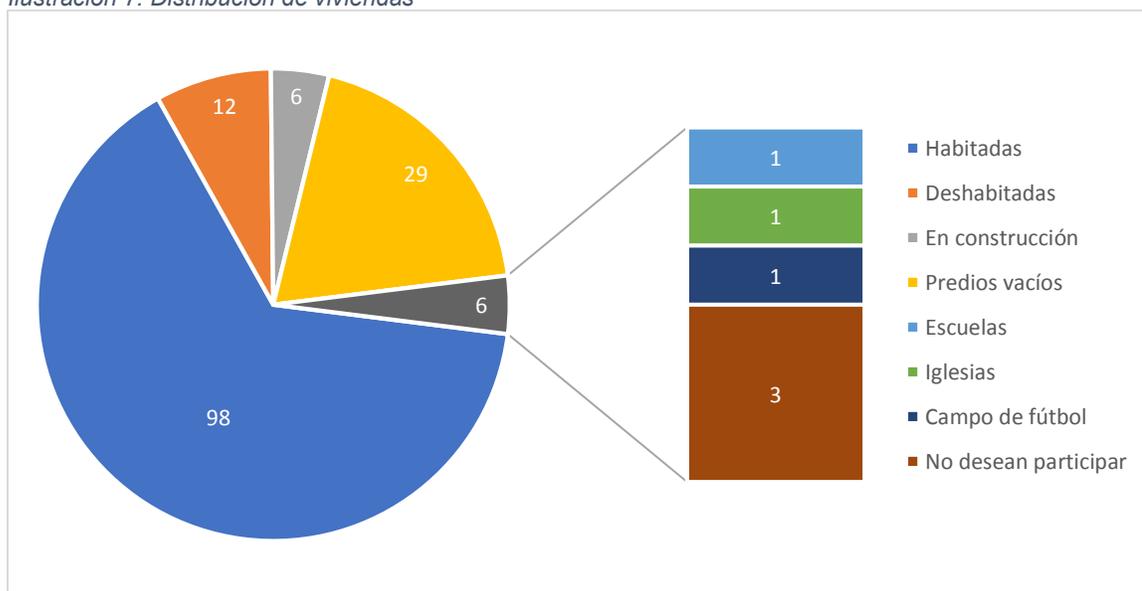
Fuente: Elaboración propia

Tabla 11. Resumen de censo poblacional

Id	Descripción	Lotes	Población		
			M	F	Total
H	Habitadas	98	211	219	430
D	Deshabitadas	12			
C	En construcción	6			
V	Predios vacíos	29			
E	Escuelas	1	185	186	371
I	Iglesias	1	15	15	30
F	Campo de fútbol	1			
N	No participa	3			
Ip	Índice poblacional		2.15	2.23	
TOTAL		151			831

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 7. Distribución de viviendas



Fuente: Elaboración propia

Según datos del censo poblacional realizado, se **contabilizaron 17 bloques, con una cantidad total de 151 lotes** divididos de la siguiente manera:

Viviendas habitadas 98 con una población de 430 habitantes. Se presentan algunos sitios públicos: 1 escuela con 371 estudiantes, 1 iglesia con 30 personas y 1 campo de fútbol 0 habitantes. Para un total general a atender de **831 usuarios para el año 0 del proyecto**; adicionalmente existen 12 viviendas deshabitadas, 6 viviendas en proceso de construcción, 29 predios vacíos y 3 viviendas que no

brindaron información; las cuáles serán tomadas en cuenta en la proyección de población.

Esta información sirve para conocer la población base y con ella realizar la proyección de población para el período de diseño.

Adicionalmente, esta información es útil para comprobar la cobertura proyectada, es decir, comprobar si la comunidad posee la capacidad de absorber el crecimiento poblacional proyectado, a través de los predios vacíos actualmente.

En las Asambleas de Concertación la población estuvo de acuerdo en apoyar en la construcción del proyecto a excepción de los 3 lotes que no brindaron información los cuáles serán tomados en cuenta en la proyección de población.

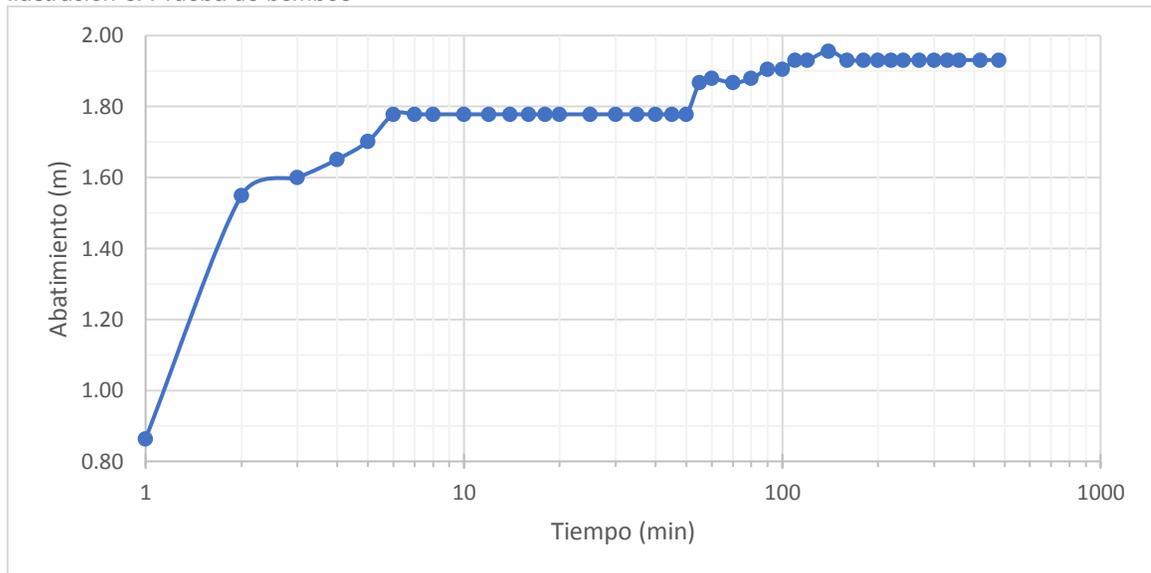
4.2 Presentación del ensayo de bombeo

El 23 de febrero del 2016 se ejecutó la prueba de bombeo para el pozo perforado en el año 2,012. La fuente de agua está representada por el Acuífero Tipitapa – Malacatoya. La obra de captación a utilizar será de tipo pozo perforado, esta obra de captación existente presenta las siguientes características según ensayo de bombeo:

- Fecha de perforación: 07/09/2012.
- Coordenadas N 603979.192 m, O 1,347,353.325 m, con una elevación 44.15 msnm en la propiedad de la Iglesia Apostólica Fuente de Vida propiedad del Señor Francisco Vivas Dávila.
- Tipo de acuífero confinado con un pozo semi-artesiano.
- Capa de saturación = 19.80 m
- El pozo presentó una transmisibilidad = 987 m²/d
- **Caudal del pozo = 150 gpm (9.46 lps)**
- **Caudal de Explotación = 85 gpm (5.36 lps)**

- Profundidad total = 168' (51.20 m)
- Diámetro de ademe = PVC SDR 26, Ø = 6"
- Nivel piezométrico del acuífero = 16.40' (5 m)
- Nivel Estático = 3.90' (1.19 m)
- Abatimiento = 6.43' (1.96 m)
- Temperatura = 26° C

Ilustración 8. Prueba de bombeo



Fuente: Elaboración propia con información del ensayo de bombeo

La principal limitación enfrentada durante la ejecución de la perforación fueron los derrumbes ocasionados en la parte superior del pozo; en los ANEXOS se presenta el informe completo del ensayo de bombeo.

4.3 Presentación de prueba de calidad del agua

Se realizó examen de calidad del agua a la fuente disponible, ubicada en las coordenadas UTM Coordenadas 603,979.192 m, 1,347,353.325 m, con una elevación 44.15 msnm se realizó examen de calidad del agua, bacteriológico, físico químico y metales pesados, según muestra tomada el 23 de febrero del 2,016.

En términos generales, si se analizan los resultados de los análisis bacteriológicos físico químicos y metales pesado de las muestras tomadas del pozo perforado para el proyecto MABE, los resultados indican que las concentraciones para todos los parámetros se encuentran por debajo de los límites de las normas CAPRE², por tanto, desde el punto de vista del análisis de calidad del agua, son aguas aptas para consumo humano.

Algunas recomendaciones en base a los ensayos realizados son:

- Como barrera de protección se recomienda cloración.
- Implementar un plan de protección de cuenca que abarque: campaña en contra del despale, vertidos de desecho a subsuelo como puede ser químicos, subproductos de fábricas y desechos orgánicos e inorgánicos de fábricas avícolas y camaroneras y otras de la zona.
- Control en la construcción de obras de evacuación de excretas para que cumplan con los requisitos de construcción en zonas con nivel freático alto como es la zona que varía entre 5 - 8 m el nivel piezométrico del acuífero, tal como lo refleja el anterior ensayo de bombeo.

En ANEXOS pueden verse los informes completos de las pruebas de calidad del agua realizadas por “Laboratorios Químicos S.A, LAQUISA” con financiamiento a cargo de “American Nicaraguan Foundation, ANF”.

4.4 Levantamiento topográfico

En la comunidad Nuevos Horizontes se realizó levantamiento topográfico para la red de distribución, así como para el predio donde se ubica la fuente y pozo

² Norma Regional de Calidad del Agua. Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua Potable y Saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana CAPRE

perforado, lugar donde también quedará ubicada la línea de conducción y tanque de almacenamiento.

Este levantamiento topográfico fue realizado con Estación Total, se muestran los nodos (PI) con sus correspondientes coordenadas y elevación. A continuación, se presentan las coordenadas para los puntos de interés provenientes del levantamiento topográfico para la red de distribución. En ANEXOS puede verse más información en los planos.

Tabla 12. Coordenadas del levantamiento topográfico

Punto	X	Y	Z
PI	Oeste	Norte	m.s.n.m
1	603930.6500	1347088.9400	43.00
2	603901.9391	1347167.8163	42.00
3	603873.3270	1347246.4214	43.00
4	603846.8342	1347316.2496	41.00
5	603820.9249	1347384.5399	40.00
6	603792.6225	1347446.4921	42.00
7	603860.0889	1347502.0152	42.00
8	603871.5710	1347476.1558	43.00
9	603899.0835	1347414.1932	43.00
10	603924.9928	1347345.9029	43.00
11	603955.6064	1347276.3710	44.00
12	603982.9672	1347200.9158	43.00
13	604016.0983	1347120.0431	42.00
14	604098.7209	1347156.9727	41.00
15	604065.5340	1347230.8591	40.00
16	604034.3266	1347305.0251	42.00
17	604005.6798	1347370.1067	43.00
18	603974.0438	1347437.6153	43.00
19	603944.1033	1347503.5623	43.00
20	603923.4617	1347554.1695	41.00
21	603983.5893	1347603.6531	39.00
22	604021.2232	1347526.4777	40.00
23	604051.7636	1347461.8996	42.00
24	604081.0940	1347399.8800	42.00
25	604110.7131	1347332.8297	42.00
26	604143.6807	1347260.1988	41.00

Punto	X	Y	Z
27	604179.2947	1347188.7592	41.00
28	603979.1922	1347362.0224	44.00
29	603985.0059	1347353.5923	44.40
30	603979.1922	1347353.3251	44.15

Fuente: Alcaldía de Tipitapa

Tabla 13. Derrotero de predio de pozo, tanque y caseta

Punto	X	Y	De	A	Longitud	Rumbo	Área
E	603973.91	1347355.41	E	F	15 m	N 73°23'18"E	165 m ²
F	603988.28	1347359.71	F	G	11 m	S 16°47'06"E	
G	603991.44	1347349.16	G	H	15 m	S 73°23'18"O	
H	603977.07	1347344.86	H	E	11 m	N16°47'06"O	

Fuente: Alcaldía de Tipitapa

La zona es predominantemente plana, así que es necesario bombear el agua hasta el tanque. Además, el predio destinado para la fuente y el tanque de almacenamiento es el mismo, por lo tanto, la configuración adoptada es “**Fuente – Tanque – Red**”, dejando el correspondiente “By – Pass” que unirá directamente la línea de impulsión con la línea de alimentación a la red para efectos de mantenimiento y limpieza del tanque.

4.5 Diseño hidráulico del MABE

4.5.1 Parámetros de diseño adoptados

Los parámetros de diseño se establecieron conforme a la normativa aplicable NTON 09-001-99 (INAA, 1999) los cuales son los siguientes:

Tabla 14. Parámetros de diseño

N°	Descripción	Unidad	Parámetro
1	Dotación (domiciliar-público)	lppd	60 – 40
2	Período de diseño	años	20
3	Pérdidas de agua	%	20%CPD

N°	Descripción	Unidad	Parámetro
4	Población flotante ³	%	5%CPD
5	Variación de consumo	-	1.5 – 2.5
6	Diámetro mínimo	pulgadas	2" ⁴
7	Cobertura de tubería	metros	1.2
8	Población a servir	Conexiones	150
9	Nivel de servicio	-	Toma domiciliar
10	Método de diseño	-	Cross
11	Escenarios de diseño	-	CMH – Consumo cero
12	Presión y velocidad permisibles	m.c.a - m/s	[5.00,50.00] – [0.40,2.00]

Fuente: *Elaboración propia, conforme normativa NTON 09-001-99*

4.5.2 Estudio de consumo

4.5.2.1 Proyección de población

Según (INIDE, 2008) para el municipio de Tipitapa la tasa de crecimiento en el período 2010-2015 fue de 1.7 % y se proyecta que para el período 2015-2020 será de 1.8 %.

Según esta institución el crecimiento estará por debajo del rango recomendado por la NTON 09-001-99 numeral 2.2 donde se menciona un intervalo entre 2.5 % y 4 %; por lo tanto, se realizó un análisis más detallado para justificar la tasa de crecimiento adoptada que a continuación se expone.

La secuencia de cálculo que se implementó para justificar la tasa de crecimiento poblacional adoptada fue la descrita por el nicaragüense (Tercero, 1978) la cual consiste en:

³ La población flotante es un parámetro establecido a nivel personal según las circunstancias particulares cuando existe un tránsito considerable de visitantes externos a la localidad. La base teórica puede consultarse en (Ministerio de Servicios y Obras Públicas, 2005, pág. 23) Bolivia.

⁴Puede utilizarse $\varnothing = 1 \frac{1}{2}$ " para las condiciones presentadas en el numeral 7.4.6 "Norma Urbana".

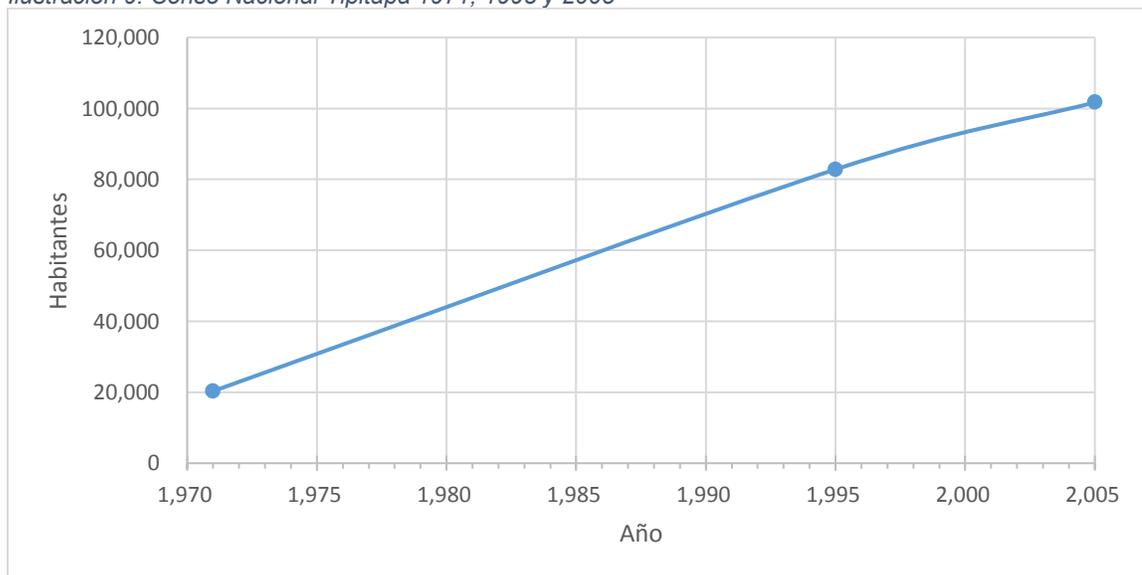
1. Calcular las tasas de crecimiento en los distintos períodos inter-censales para la población local⁵, municipal, departamental y nacional, las que se calcularon con base en el método geométrico (Ec.1) y en los Censos de 1971, 1995 y 2005.

Tabla 15. Censos Nacionales de 1971, 1995 y 2005

Zona	Año 1,971	Año 1,995	Año 2,005
Tipitapa	20,315	82,808	101,685
Managua	485,850	1,093,760	1,262,978
Nicaragua	1,877,952	4,357,099	5,142,098

Fuente: Elaboración propia con datos recopilados de (Zamora Y. , 2010)

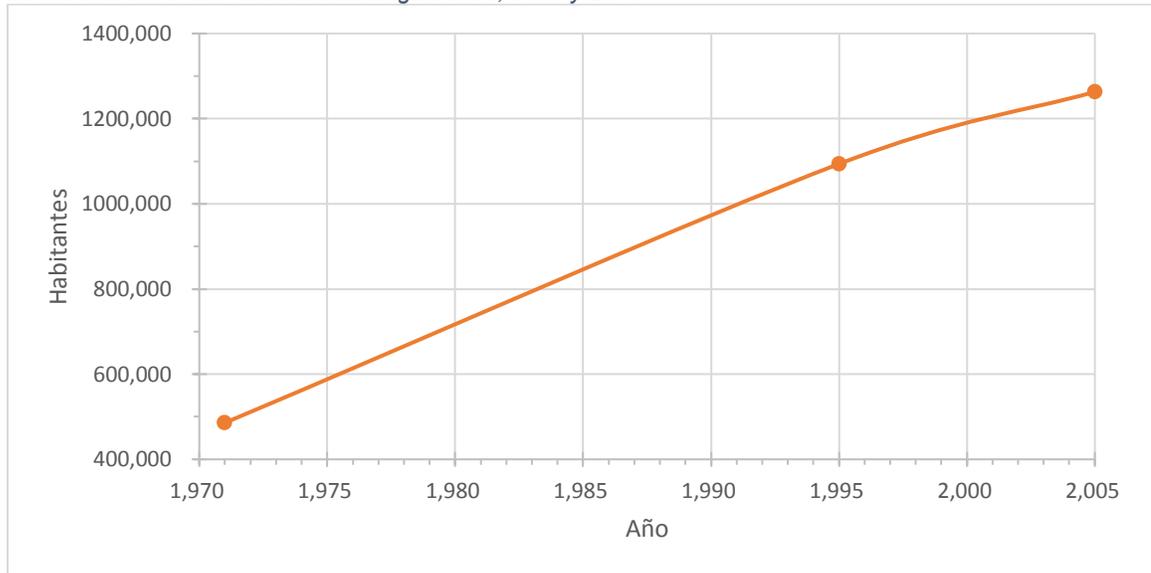
Ilustración 9. Censo Nacional Tipitapa 1971, 1995 y 2005



Fuente: Elaboración propia con datos recopilados de (Zamora Y. , 2010)

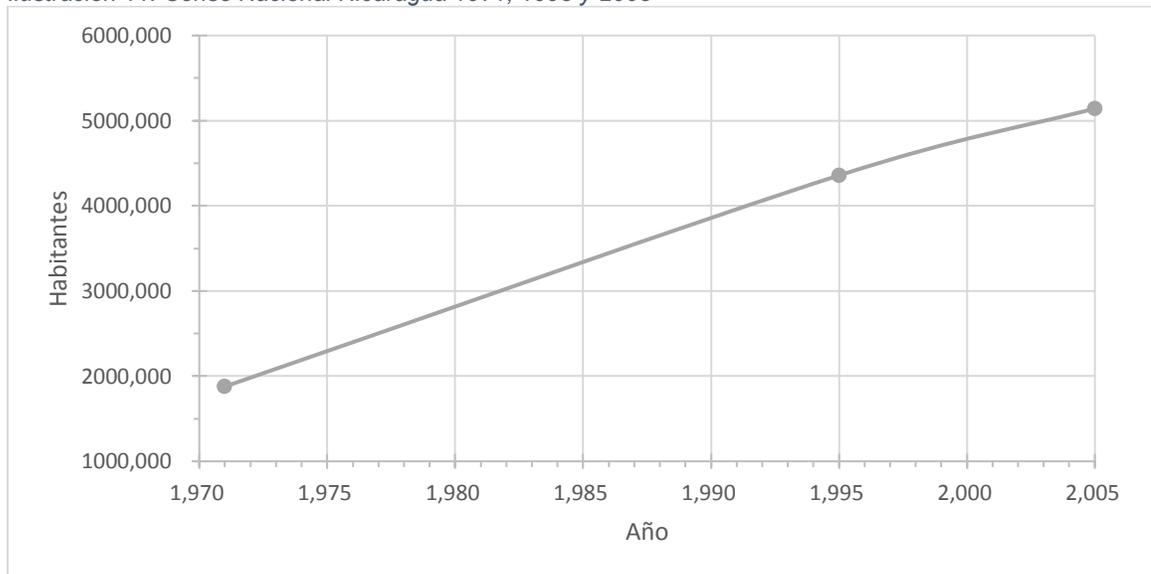
⁵ La tasa de crecimiento local inter-censal no podrá ser calculada por falta de información.

Ilustración 10. Censo Nacional Managua 1971, 1995 y 2005



Fuente: Elaboración propia con datos recopilados de (Zamora Y. , 2010)

Ilustración 11. Censo Nacional Nicaragua 1971, 1995 y 2005



Fuente: Elaboración propia con datos recopilados de (Zamora Y. , 2010)

Tabla 16. Tasas de crecimiento geométrico inter-censales

Zona	Período 1	Período 2
	(1,971 – 1,995)	(1,995 – 2,005)
Tipitapa	6.03%	2.07%
Managua	3.44%	1.45%
Nicaragua	3.57%	1.67%

Fuente: Elaboración propia con base en (Ec.1)

2. Aplicar las distintas tasas calculadas anteriormente a la población base para cada quinquenio del período de diseño (Ec.1).

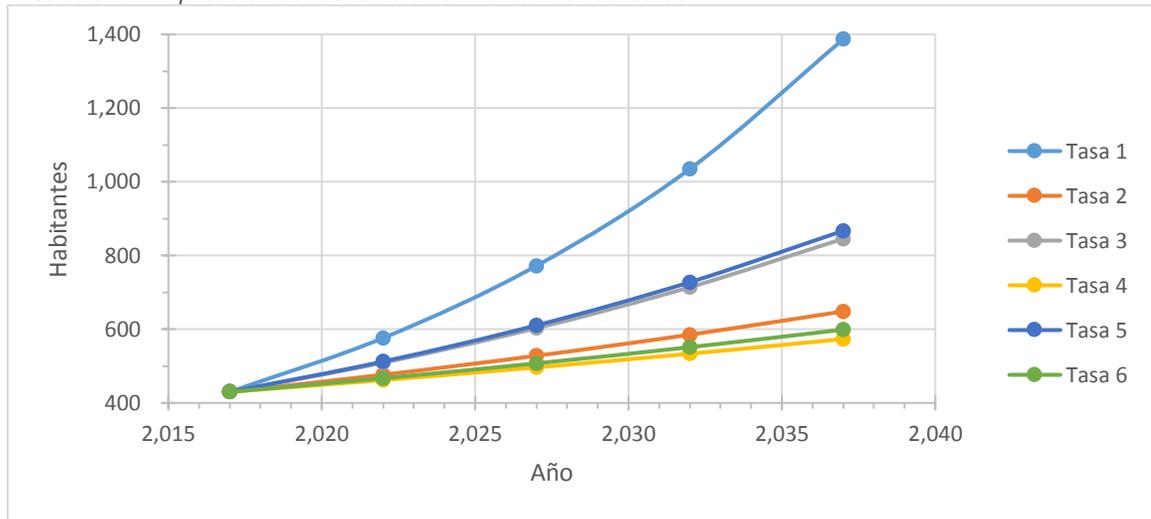
Tabla 17. Aplicación de tasas de crecimiento a población base

Zona	Tasa	n	Año	Población
				Hab
Tipitapa	6.03%	0	2,017	430
		5	2,022	576
		10	2,027	772
		15	2,032	1,035
		20	2,037	1,387
	2.07%	0	2,017	430
		5	2,022	476
		10	2,027	528
		15	2,032	585
		20	2,037	648
Managua	3.44%	0	2,017	430
		5	2,022	509
		10	2,027	603
		15	2,032	714
		20	2,037	846
	1.45%	0	2,017	430
		5	2,022	462
		10	2,027	497
		15	2,032	534
		20	2,037	573
Nicaragua	3.57%	0	2,017	430
		5	2,022	512
		10	2,027	611
		15	2,032	728
		20	2,037	867
	1.67%	0	2,017	430
		5	2,022	467
		10	2,027	507
		15	2,032	551
		20	2,037	599

Fuente: Elaboración propia con base en (Ec.1)

3. Graficar cada proyección uniendo los puntos correspondientes con una curva envolvente.

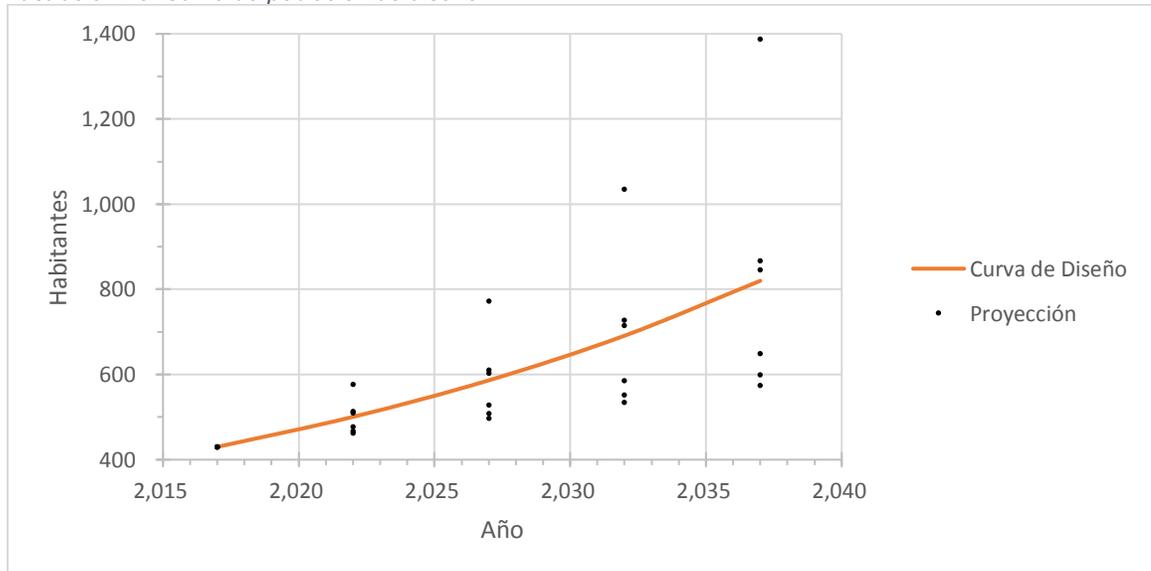
Ilustración 12. Aplicación de tasas de crecimiento inter-censales



Fuente: Elaboración propia con resultados de Tabla 17

4. Trazar una curva que aproximadamente equidiste de los demás puntos de proyección, denominada “curva de población de diseño”.

Ilustración 13. Curva de población de diseño



Fuente: Elaboración propia con resultados de Tabla 17

5. Extraer de dicha curva los valores de población esperados para cada quinquenio del período de diseño.

Tabla 18. Población esperada según "Curva de Población de Diseño"

n	Año	Proyección
0	2,017	430
5	2,022	501
10	2,027	586
15	2,032	691
20	2,037	820

Fuente: Elaboración propia con base en Ilustración 13

6. Calcular la tasa de crecimiento anual equivalente para las dos poblaciones extremas del período de diseño (Ec.1).

$$r = \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^{\frac{1}{(t_2-t_1)}} - 1 = \left(\frac{P_{2,037}}{P_{2,017}}\right)^{\frac{1}{(t_{2,037}-t_{2,017})}} - 1 = \left(\frac{820}{430}\right)^{\frac{1}{(2,037-2,017)}} - 1 = 3.28\%$$

$$P_{Domiciliar} = P_{2,017}(1+r)^n = 430(1+3.28\%)^{20} = 820 \text{ usuarios domésticos}$$

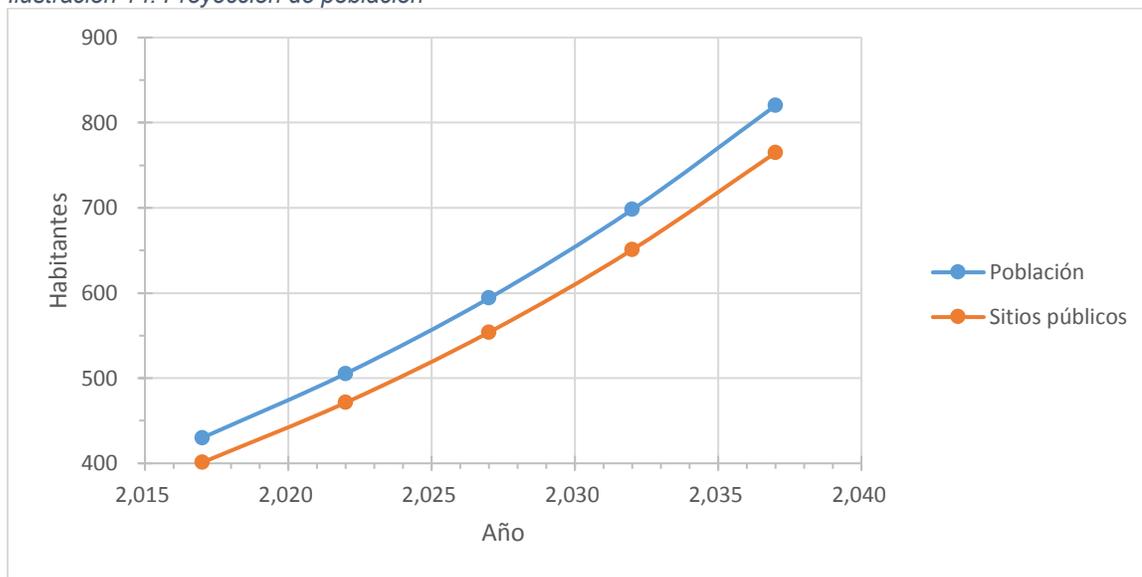
$$P_{Sitios\ públicos} = P_{2,017}(1+r)^n = 401(1+3.28\%)^{20} = 765 \text{ usuarios sitios públicos}$$

Tabla 19. Proyección de población

n	Año	Población	Sitios Públicos
		Hab	Hab
0	2,017	430	401
5	2,022	505	471
10	2,027	594	554
15	2,032	698	651
20	2,037	820	765

Fuente: Elaboración propia con base en la tasa anual equivalente de crecimiento de 3.28% y la (Ec.1)

Ilustración 14. Proyección de población



Fuente: Elaboración propia con resultados de Tabla 19

4.5.2.2 Caudales de diseño

Los caudales de diseño son la base para el dimensionamiento de los elementos de la red distribución según se detalla a continuación y según el numeral 4.2 de la NTON 09-001-99 corresponden a: consumo promedio diario, consumo máximo diario y consumo máximo horario.

Tabla 20. Caudal de diseño según tipo de componente

Componente	Diseñar con base a:
Fuente y captación	CMD
Equipo de bombeo	CMD y horas de bombeo
Línea de impulsión	CMD y horas de bombeo
Tanque de almacenamiento	CPD
Línea de alimentación	CMH
Red de distribución	CMH

Fuente: Elaboración propia

Con base en la proyección de población anterior, las ecuaciones (Ec.2), (Ec.3) y (Ec.4), los parámetros de diseño #1, #3 y #4, y el numeral 8.2 de la NTON 09-001-99 también descrito en el marco teórico de este documento correspondiente a la capacidad del tanque de almacenamiento, se obtienen los siguientes resultados:

*Consumo medio = Población * Dotación*

$$CPD_{Población} = CPD + Pérdidas + \mathbf{Flotante}^6$$

$$CPD_{Población} = CPD + 20\%CPD + 5\%CPD$$

$$CPD_{Población} = 125\%CPD = 125\% \left[\frac{820 \text{ Hab (60 lppd)}}{86,400 \text{ seg/día}} \right] = 0.71 \text{ lps}$$

$$CPD_{Sitios públicos} = 125\%CPD = 125\% \left[\frac{765 \text{ Hab (40 lppd)}}{86,400 \text{ seg/día}} \right] = 0.44 \text{ lps}$$

$$CPD_{Total} = 0.71 \text{ lps} + 0.44 \text{ lps} = \mathbf{1.15 \text{ lps}}$$

$$CMD = 1.5CPD = 1.5(1.15 \text{ lps}) = \mathbf{1.73 \text{ lps}}$$

$$CMH = 2.5CPD = 2.5(1.15 \text{ lps}) = \mathbf{2.89 \text{ lps}}$$

$$Volumen = 35\%CPD = 35\%(1.15 \text{ lps}) \left[\frac{\left(\frac{86,400 \text{ seg}}{\text{día}} \right)}{\left(\frac{1,000 \text{ Lts}}{1 \text{ m}^3} \right)} \right] = \mathbf{34.91 \text{ m}^3}$$

Tabla 21. Caudal de diseño y volumen de almacenamiento

n	Año	Población	SP ⁷	C _{md} = P*D	Pérd	F ⁸	CPD	CMD	CMH	Vol
		Hab	Hab	lps	lps	lps	lps	lps	lps	m ³
0	2,017	430	401	0.48	0.10	0.02	0.61	0.91	1.51	18.31
5	2,022	505	471	0.57	0.11	0.03	0.71	1.07	1.78	21.51
10	2,027	594	554	0.67	0.13	0.03	0.84	1.25	2.09	25.28
15	2,032	698	651	0.79	0.16	0.04	0.98	1.47	2.46	29.71
20	2,037	820	765	0.92	0.18	0.05	1.15	1.73	2.89	34.91

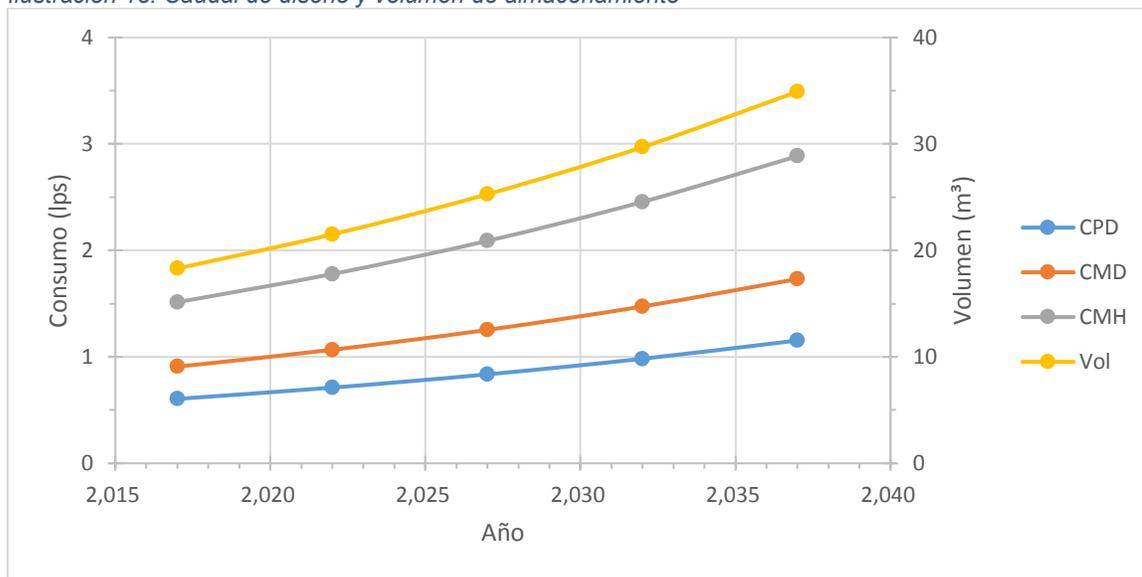
Fuente: Elaboración propia con resultados de proyección de población y parámetros de diseño

⁶ No se aumentó la dotación porque ya se asignó la dotación máxima recomendada por la normativa (60 Lppd). Población flotante es un parámetro establecido a nivel personal según las circunstancias particulares, cuando existe un tránsito considerable de visitantes externos. La base teórica puede consultarse en (Ministerio de Servicios y Obras Públicas, 2005, pág. 23) Bolivia.

⁷ La abreviación "SP" significa: "sitios públicos" y hace referencia a los usuarios de la escuela y la iglesia.

⁸ La abreviación "F" significa: "flotante" y hace referencia a la población flotante que visita la comunidad, pero, que no es originaria del lugar. Según Tabla 14. Parámetros de diseño, se asignó un porcentaje de 5%CPD.

Ilustración 15. Caudal de diseño y volumen de almacenamiento



Fuente: Elaboración propia con resultados de Tabla 21

4.5.3 Diseño: Red de Distribución

4.5.3.1 Identificar tubería principal existente

El servicio existente se basa en la presencia de un pozo público dotado de una bomba manual y de 4 puestos públicos ubicados a la entrada de la comunidad que abastece 4 horas por día, garantizando el traslado hasta los hogares, un promedio de dos baldes de agua por viviendas, beneficiando a la población que se ubica en los primeros 11 bloques. Para el análisis de la red y su diseño se supondrán tuberías nuevas en todos los tramos necesarios.

4.5.3.2 Comprobar cobertura proyectada

La comprobación de la cobertura proyectada se basa en el resumen del censo ejecutado y en el cálculo de la proyección de población para el año 2,037 con el cual se estiman 820 personas.

El censo realizado refleja que existen 98 casas habitadas, 12 deshabitadas, 6 en proceso de construcción, 29 predios vacíos, 1 escuela, 1 iglesia, 1 campo de fútbol y 3 casas no desearon participar. Por lo tanto, las viviendas actuales son 98, las viviendas proyectadas 148 (habitadas + deshabitadas + en construcción + predios vacíos + las casas que no brindaron información). La población actual es 430 habitantes, la población proyectada 820 habitantes, para una densidad proyectada de 5.54 hab/vivienda.

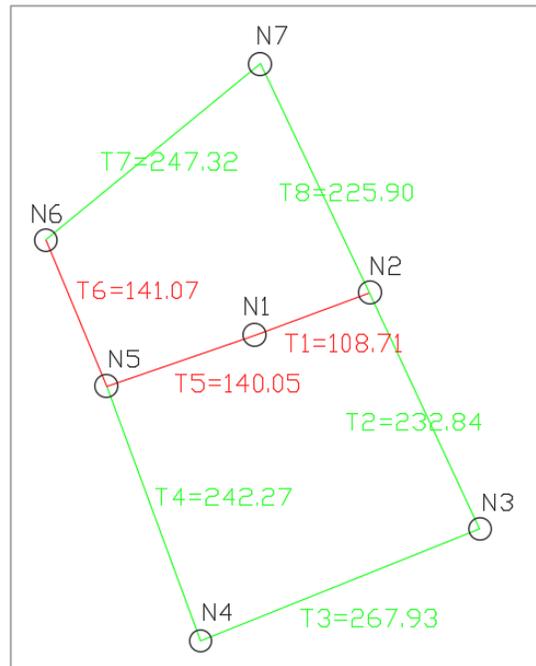
En resumen, la población proyectada puede ser absorbida por los sectores que actualmente se encuentran sin uso en el área de los 17 bloques.

4.5.3.3 Formar anillos principales

Para la formación de anillos principales según (Tercero, 1978) y la norma NTON 09-003-99 debe considerarse lo siguiente: “Evitar que las demandas concentradas se localicen en los nudos de las mallas en distancias menores a los 200 metros o mayores de 300 metros”.

Para el caso de estudio los tramos T1, T5 y T6 (color rojo) se encuentran por debajo de los 200 metros. Lo cual puede ser justificado con el argumento del mismo autor citado (Tercero, 1978): “Es obvio que cuando los nudos (unión de 3 o 4 tramos, o bien, punto de cambio de tuberías) sucede a distancias menores de los 200 metros, allí habrá forzosamente una salida de flujo”.

Ilustración 16. Formación de circuitos



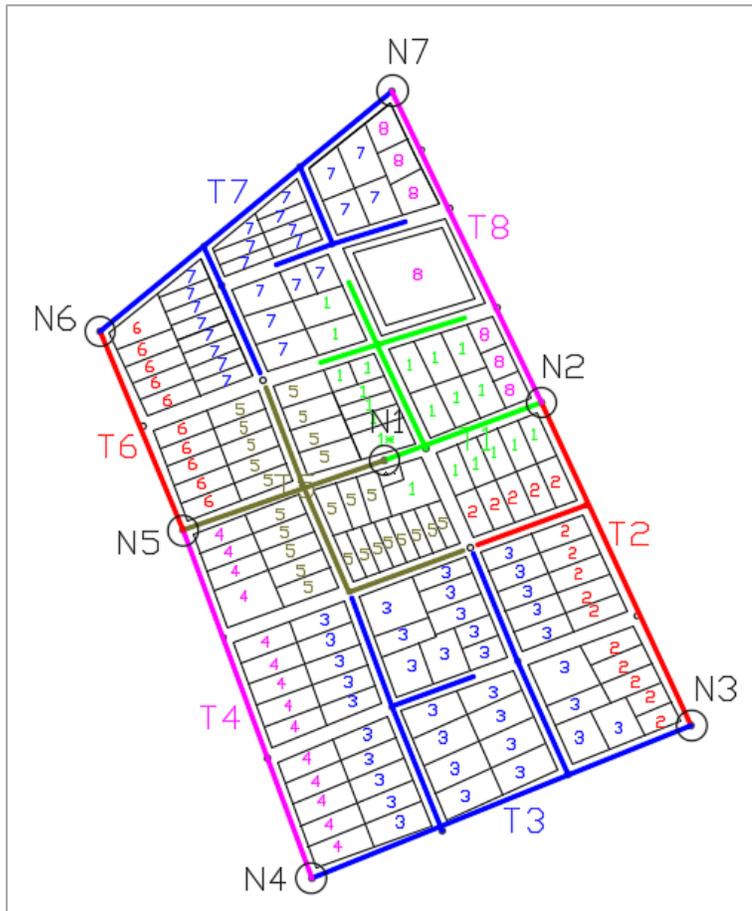
Fuente: Elaboración propia

4.5.3.4 Definir salidas de caudal

Para definir las salidas de caudal o distribución de caudales en los nodos, se siguió la metodología expuesta por (Pérez, y otros, 2003) la cual es alusiva al método de las normas (CONAGUA, 2015) y (OPS, 2005) correspondiente al método de la “Repartición Media” en conjunto con la “Asignación Nodo por Nodo”.

Para lo cual fue necesario la numeración de todos los nodos y tramos de tuberías de la red de distribución para luego con ayuda del plano catastral asignar la cantidad de lotes que tributaban a cada tramo y su posterior repartición en los nodos extremos de cada tramo de tubería.

Ilustración 17. Salidas de caudal



Fuente: Elaboración propia

El paso siguiente fue acumular las demandas para cada nodo procedente de todas las direcciones a las que el nodo está vinculado.

El caudal de diseño utilizado para la distribución de la demanda en los nodos fue el caudal promedio diario al final del período de diseño (20 años). Ya que esta asignación en conjunto con el factor de variación máxima horaria (2.5) son la base para la comprobación de diseño

de la red de distribución a consumo máximo horario el cual se comprueba al final

de la tabla como el sumatorio total de las demandas en toda la red (parámetros de diseño #1, #2, #3, #4, #5, #8 y #9).

Tabla 22. Tipos de consumo

Tipo	Dotación	Año 2,017	Año 2,037
Viviendas	60 lppd	430 habitantes	820 habitantes
Escuela	40 lppd	371 estudiantes	708 estudiantes
Iglesia	40 lppd	30 personas	57 personas

Fuente: Elaboración propia

En base a la tasa de crecimiento calculada de 3.28% y la correspondiente densidad proyectada de 5.54 hab/vivienda, se calcula la demanda media según el tipo o uso de cada lote.

Tabla 23. Demanda media según el uso del terreno

Tipo	Uso	Lotes	Demanda media	CPD	CMH
			lps	lps	lps
1	Vivienda	148	0.00481	0.712	1.780
2	Escuela	1	0.40943	0.409	1.024
3	Iglesia	1	0.03311	0.033	0.083
Total		150⁹		1.15	2.89

Fuente: Elaboración propia

Luego se acumuló la cantidad de lotes según el tipo a cada tramo y con la demanda según el tipo de uso calculada anteriormente se determinó el caudal de diseño por tramo.

Tabla 24. Caudal de diseño por tramo

Tramo	Lotes	Tipo	Demanda media	Consumo Parcial	CPD	CMH
			lps	lps	lps	lps
T1	18	1	0.00481	0.087	0.120	0.299
	1	3	0.03311	0.033		
T2	15	1	0.00481	0.072	0.072	0.180
T3	36	1	0.00481	0.173	0.173	0.433

⁹ La cantidad de lotes según censo es 151, sin embargo, el campo de fútbol no se toma en cuenta

Tramo	Lotes	Tipo	Demanda media	Consumo Parcial	CPD	CMH
			lps	lps	lps	lps
T4	14	1	0.00481	0.067	0.067	0.168
T5	25	1	0.00481	0.120	0.120	0.301
T6	10	1	0.00481	0.048	0.048	0.120
T7	24	1	0.00481	0.115	0.115	0.289
T8	6	1	0.00481	0.029	0.438	1.096
	1	2	0.40943	0.409		
Total	150				1.15	2.89

Fuente: Elaboración propia

Después de haber calculado el caudal por tramo, se asignaron los tramos que convergen a cada nodo para poder determinar el caudal de diseño por nodo que es la información que se necesita para el resto de los cálculos.

Tabla 25. Caudal de diseño por nodo

Nodo	Tramos que convergen	Q Tramo	CPD	CMH
		lps	lps	lps
N1	T1	0.120	0.120	0.300
	T5	0.120		
N2	T1	0.120	0.315	0.788
	T2	0.072		
	T8	0.438		
N3	T2	0.072	0.123	0.307
	T3	0.173		
N4	T3	0.173	0.120	0.301
	T4	0.067		
N5	T4	0.067	0.118	0.295
	T5	0.120		
	T6	0.048		
N6	T6	0.048	0.082	0.204
	T7	0.115		
N7	T7	0.115	0.277	0.692
	T8	0.438		
Total			1.15	2.89

Fuente: Elaboración propia

4.5.3.5 Definir diámetros

Para definir diámetros se aplicó el parámetro de diseño #6 ($\phi_{\text{MIN}} = 2''$) y según (Mott, 2006, pág. 160) así como (Saldarriaga, 2007, pág. 87) **para efectos de diseño se deben emplear diámetros internos de las tuberías ya que los diámetros nominales sirven netamente para nombrar las tuberías**, sin embargo, no expresan el valor real del diámetro interno en los cálculos.

En ANEXOS puede verse el catálogo de tubería para SDR 26 correspondiente a la norma ASTM D-2241, el diámetro nominal de 2" equivale a un diámetro interno de 55.70 mm. Si se dejase un valor de 50 mm, se estaría cometiendo un error de:

$$e = \left(\frac{50 \text{ mm} - 55.70 \text{ mm}}{55.70 \text{ mm}} \right) * 100\% = -10.23\%$$

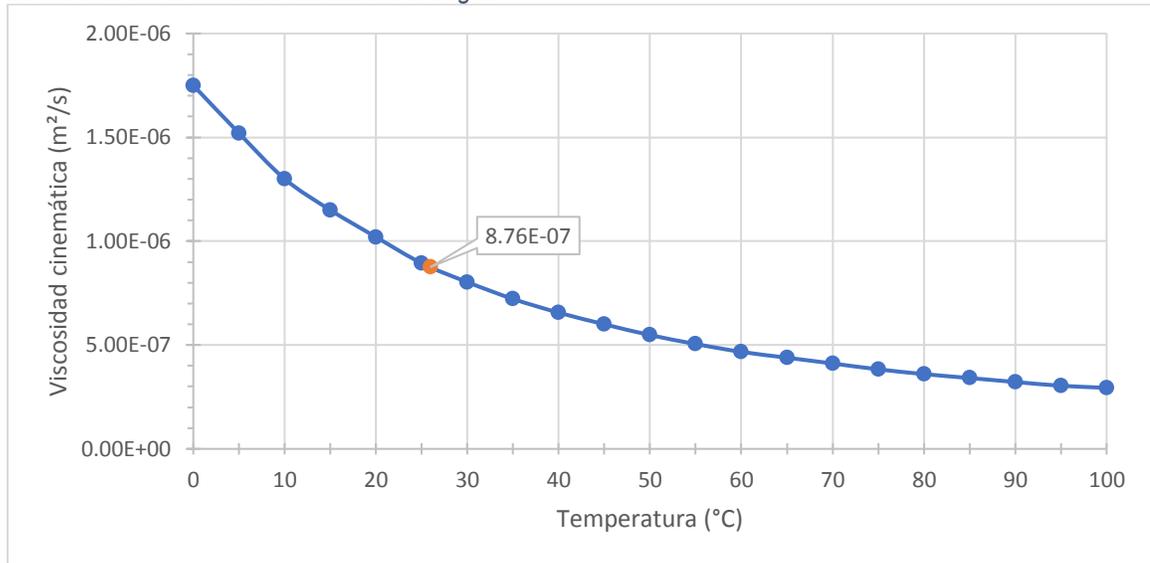
En otras palabras, si se establece un diámetro de 50 mm en vez de 55.70 mm, se estaría asignando un diámetro 10.23 % por debajo del real.

4.5.3.6 Análisis hidráulico

El análisis hidráulico según parámetro de diseño #10 se lleva a cabo con el "Método de Cross", para esto se preparó una hoja de cálculo que, a continuación, se expone.

Los datos de entrada para $T = 26^\circ \text{C}$ según ensayo de bombeo serán la viscosidad cinemática $\nu = 8.76 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ adaptado de (Çengel & Cimbala, 2006) y (Mott, 1996), rugosidad absoluta para PVC es $\epsilon = 0.0015 \text{ mm}$ según (Mott, 1996).

Ilustración 18. Viscosidad cinemática del agua



Fuente: Elaboración propia con información tomada de (Mott, 1996)

La Tabla 26 expone las características de los anillos principales, así como la distribución de caudales para cada tramo aplicando el Principio de Conservación de Masa ($\sum Q_i = 0$), tomando el sentido del reloj positivo.

Tabla 26. Circuitos principales

Id	Circuito	Nodos		Tramo	L m	D m	Rugosidad m	$\sum k_m$	Q _i (R+)
		N _i	N _f						m ³ /s
1	1	N1	N2	T1	108.71	0.0557	0.0000015	0	1.29E-03
2		N2	N3	T2	232.84	0.0557	0.0000015	0	2.53E-04
3		N3	N4	T3	267.93	0.0557	0.0000015	0	-5.39E-05
4		N4	N5	T4	242.27	0.0557	0.0000015	0	-3.55E-04
5		N5	N1	T5	140.05	0.0557	0.0000015	0	-1.29E-03
6		N1							
7	2	N1	N5	T5	140.05	0.0557	0.0000015	0	1.29E-03
8		N5	N6	T6	141.07	0.0557	0.0000015	0	6.44E-04
9		N6	N7	T7	247.32	0.0557	0.0000015	0	4.39E-04
10		N7	N2	T8	225.90	0.0557	0.0000015	0	-2.53E-04
11		N2	N1	T1	108.71	0.0557	0.0000015	0	-1.29E-03
12		N1							

Fuente: Elaboración propia

A continuación, en la Tabla 27 se calcula el factor de fricción por medio del “Método Numérico Iterativo de Punto Fijo”, en la ecuación no explícita de “Colebrook – White” (Ec.12), (Ec.13) y (Ec.14). Este método numérico ha sido documentado por los autores (Chapra & Canale, 2007) así como el colombiano (Saldarriaga, 2007) el cual consiste en una iteración sucesiva utilizando como valor semilla la aproximación de “Swamee – Jain” (Ec.13).

Tabla 27. Cálculo factor de fricción: “Método Numérico Iterativo Punto Fijo”

Id	Q _p	Re	f _{Swamee Jain}	f _{prueba}	f
	m ³ /s				
1	1.43E-03	37,336	0.02229	0.02240	0.02240
2	2.41E-04	6,299	0.03536	0.03505	0.03505
3	-6.53E-05	1,703			0.03757
4	-3.66E-04	9,549	0.03142	0.03130	0.03130
5	-1.16E-03	30,161	0.02343	0.02353	0.02353
6					
7	1.16E-03	30,161	0.02343	0.02353	0.02353
8	4.95E-04	12,922	0.02895	0.02893	0.02893
9	2.91E-04	7,587	0.03351	0.03330	0.03330
10	-4.01E-04	10,478	0.03063	0.03055	0.03055
11	-1.43E-03	37,336	0.02229	0.02240	0.02240
12					

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, en la Tabla 28 se calculan las pérdidas por fricción según la ecuación de “Darcy – Weisbach” en conjunto con la ecuación de pérdidas por accesorios (Ec.17). Luego se presentan los resultados de la iteración sucesiva del “Método de Cross” para la distribución de caudales final (Ec.18) y (Ec.19), objetivo que se cumple hasta que la sumatoria de pérdidas en cada circuito (ΣH) y la corrección del caudal (ΔQ) sean nulos, en otras palabras, **hasta asegurarse de haber cumplido los “Principios de Conservación de Energía y Masa”**.

Tabla 28. Cálculo de pérdidas por fricción y caudales: “Método de Cross”

Id	Q _p	K	H	H/Q	ΔQ	Q _c
	m ³ /s		m	s/m ²	m ³ /s	m ³ /s
1	1.43E-03	375,320.54	0.768	536.88	0.00000	1.43E-03
2	2.41E-04	1257,916.00	0.073	303.60		2.41E-04
3	-6.53E-05	1551,497.04	-0.007	101.25		-6.53E-05
4	-3.66E-04	1168,825.48	-0.156	427.63		-3.66E-04
5	-1.16E-03	507,804.57	-0.678	586.79		-1.16E-03
6			0.000	1,956.15		
7	1.16E-03	507,804.57	0.678	586.79	0.00000	1.16E-03
8	4.95E-04	628,991.71	0.154	311.42		4.95E-04
9	2.91E-04	1269,324.21	0.107	368.99		2.91E-04
10	-4.01E-04	1063,474.11	-0.171	426.94		-4.01E-04
11	-1.43E-03	375,320.54	-0.768	536.88		-1.43E-03
12			0.000	2,231.02		

Fuente: Elaboración propia

4.5.3.7 Comprobar presiones y velocidades permisibles

La Tabla 29 y Tabla 30 presentan los resultados para las presiones, velocidades y pérdidas unitarias basándose en la distribución de caudales final y las pérdidas de carga en cada tramo.

Estos resultados se obtienen a través de la aplicación del “Método de Cross” el “Principio de Conservación de la Energía” entre el nodo de alimentación a la red y el nodo crítico, siguiendo la metodología presentada por (Lanza, 2012) para la determinación de la presión necesaria a la entrada de la red de distribución que asegure la presión mínima de 5.00 m.c.a en el punto crítico bajo el escenario de diseño de consumo máximo horario (parámetro de diseño #11).

Como puede apreciarse, las velocidades son satisfactorias solo en dos tramos de la red (Tramos 1 y 5) según parámetro de diseño #12 con rango de $(0.40 \leq V(\text{m/s}) \leq 2.00)$. Las pérdidas unitarias presentan un comportamiento aceptable por debajo

de 10 m/km en todos los tramos. Manifestándose el nodo uno (N1) como punto crítico para esta configuración de la red de distribución.

Tabla 29. Cálculo de presiones, velocidades y pérdidas unitarias

Id	Circuito	Nodo	Tramo	Z	Q _c	V	Pérd. Unit	Z + P/γ	P/γ
		N _i		m	m ³ /s	m/s	m/km	m	m
1	1	N1	T1	44.00	1.43E-03	0.59	7.06	49.00	5.00
2		N2	T2	42.00	2.41E-04	0.10	0.31	48.23	6.23
3		N3	T3	41.00	6.53E-05	0.03	0.02	48.16	7.16
4		N4	T4	43.00	3.66E-04	0.15	0.65	48.17	5.17
5		N5	T5	41.00	1.16E-03	0.47	4.84	48.32	7.32
6		N1			44.00				49.00
7	2	N1	T5	44.00	1.16E-03	0.47	4.84	49.00	5.00
8		N5	T6	41.00	4.95E-04	0.20	1.09	48.32	7.32
9		N6	T7	42.00	2.91E-04	0.12	0.43	48.17	6.17
10		N7	T8	39.00	4.01E-04	0.16	0.76	48.06	9.06
11		N2	T1	42.00	1.43E-03	0.59	7.06	48.23	6.23
12		N1			44.00				49.00

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta la tabla con datos tanto de los tramos como de los distintos nodos de la red de distribución. El paso siguiente fue realizar ajustes para que la velocidad como la presión queden dentro de los rangos permisibles.

Tabla 30. Resultados de red según CROSS

Tramo	Caudal	Velocidad	Pérd. Unit.	Factor de Fricción	Nodo	Presión
	lps	m/s	m/km			m
T1	1.43	0.59	7.06	0.02240	* N1 *	* 5.00 *
T2	0.24	0.10	0.31	0.03505	N2	6.23
T3	0.07	0.03	0.02	0.03757	N3	7.16
T4	0.37	0.15	0.65	0.03130	N4	5.17
T5	1.16	0.47	4.84	0.02353	N5	7.32
T6	0.50	0.20	1.09	0.02893	N6	6.17
T7	0.29	0.12	0.43	0.03330	N7	9.06
T8	0.40	0.16	0.76	0.03055	-	-

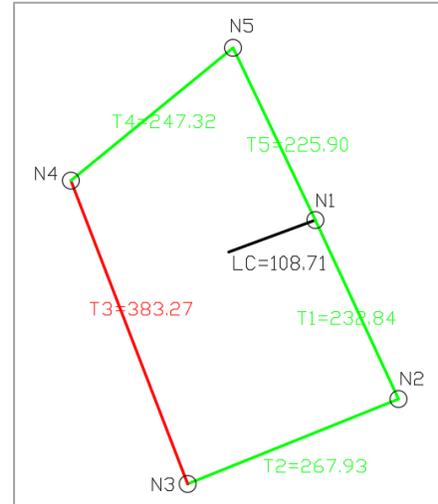
Fuente: Elaboración propia

4.5.3.8 Ajustar la red

Debido a que los diámetros utilizados en los distintos tramos corresponden al diámetro mínimo permisible, no es posible reducirlos para poder aumentar las velocidades hasta alcanzar la velocidad mínima permisible de 0.40 m/s.

Por lo tanto, sería necesaria y obligatoria la colocación de válvulas de limpieza en los puntos más bajos de los tramos en cuestión donde se presentan las velocidades mínimas.

Ilustración 19. Reconfiguración de anillos principales



Fuente: Elaboración propia

Otra alternativa de cambio sería la reconfiguración de la red de distribución con la eliminación de uno de los circuitos principales, es decir, la fusión de los dos circuitos en un solo circuito principal que abastecerá a toda la zona en estudio.

Para lo cual se eliminan dos tramos de tubería y se considera para el cálculo hidráulico solamente a las líneas que encierran la zona en estudio con la correspondiente línea de alimentación desde el punto de la fuente hasta el nodo de conexión o punto de entrada a la red de distribución (N1).

Por otro lado, en esta situación solo se tendría un tramo fuera del rango de entre 200 a 300 metros (T3 = 383.27 metros).

Los cambios hechos a la red se muestran en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Tabla 31, donde puede verse la reducción del diámetro a 1½” en T2, T3 y T4. Al hacer el análisis hidráulico nuevamente se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 31. Red reconfigurada: circuito principal

Id	Circuito	Nodos		Tramo	L m	D m	Rugosidad m	Σk_m	Q _i (R+) m ³ /s
		N _i	N _f						
1	1	N1	N2	T1	232.84	0.05570	0.0000015	0	1.44E-03
2		N2	N3	T2	267.93	0.04455	0.0000015	0	6.86E-04
3		N3	N4	T3	383.27	0.04455	0.0000015	0	-6.39E-07
4		N4	N5	T4	247.32	0.04455	0.0000015	0	-8.82E-04
5		N5	N1	T5	225.90	0.05570	0.0000015	0	-1.44E-03
6		N1							

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32. Red reconfigurada: cálculo del factor de fricción

Id	Q _p	Re	f _{Swamee Jain}	f _{prueba}	f
	m ³ /s				
1	1.49E-03	38,920	0.02208	0.02219	0.02219
2	7.34E-04	23,968	0.02477	0.02485	0.02485
3	4.76E-05	1,552	-	-	0.04124
4	-8.34E-04	27,212	0.02403	0.02412	0.02412
5	-1.39E-03	36,404	0.02242	0.02253	0.02253
6					

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33. Red reconfigurada: cálculo de pérdidas por fricción y caudales

Id	Q _p	K	H	H/Q	ΔQ	Q _c
	m ³ /s		m	s/m ²		
1	1.49E-03	796,354.09	1.771	1,187.48	0.00000	1.49E-03
2	7.34E-04	3135,118.79	1.691	2,302.64		7.34E-04
3	4.76E-05	7442,038.58	0.017	353.92		4.76E-05
4	-8.34E-04	2808,455.25	-1.953	2,341.87		-8.34E-04
5	-1.39E-03	784,408.78	-1.526	1,094.06		-1.39E-03
6			Σ 0.000	7,279.98		

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentan los resultados después de realizar los ajustes en la red de distribución tratando de aumentar las velocidades en los tramos y manteniendo las presiones por encima de los 5 m.

Tabla 34. Red reconfigurada: presiones, velocidades y pérdidas unitarias

Id	Circuito	Nodo	Tramo	Z	Q _c	V	Pérd. Unit	Z + P/γ	P/γ
		N _i		m	m ³ /s	m/s	m/km	m	m
1	1	N1	T1	42.00	1.49E-03	0.61	7.60	51.46	9.46
2		N2	T2	41.00	7.34E-04	0.47	6.31	49.69	8.69
3		N3	T3	43.00	4.76E-05	0.03	0.04	48.00	5.00
4		N4	T4	42.00	8.34E-04	0.53	7.90	47.98	5.98
5		N5	T5	39.00	1.39E-03	0.57	6.75	49.93	10.93
6		N1		42.00				51.46	9.46

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35. Red reconfigurada: resultados de red según CROSS

Tramo	Caudal	Velocidad	Pérd. Unit.	Factor de Fricción	Nodo	Presión
	lps	m/s	m/km			m
T1	1.49	0.61	7.60	0.02219	N1	9.46
T2	0.73	0.47	6.31	0.02485	N2	8.69
T3	0.05	0.03	0.04	0.04124	* N3 *	* 5.00 *
T4	0.83	0.53	7.90	0.02412	N4	5.98
T5	1.39	0.57	6.75	0.02253	N5	10.93

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados se obtienen a través de la aplicación del “Método de Cross” el “Principio de Conservación de la Energía” entre el nodo de alimentación a la red y el nodo crítico, siguiendo la metodología presentada por (Lanza, 2012) para la determinación de la presión necesaria a la entrada de la red de distribución que asegure la presión mínima de 5.00 m.c.a en el punto crítico bajo el escenario de diseño de consumo máximo horario (parámetro de diseño #11).

Las velocidades son satisfactorias en cuatro tramos de la red y solo un tramo queda fuera de rango (T3 = 0.03m/s) según parámetro de diseño #12 ($0.40 \leq V \leq 2.00$). Las pérdidas unitarias presentan un comportamiento aceptable por debajo de 10 m/km en todos los tramos. Manifestándose el nodo tres (N3) como punto crítico para esta configuración de la red de distribución.

4.5.4 Diseño: Línea de Alimentación y Altura de Torre

Para el cálculo hidráulico de la altura de torre necesaria para garantizar la presión en el nodo de entrada se aplicará el “Principio de Conservación de la Energía” entre el nodo de alimentación N1 y el tanque (línea de alimentación de la red), similar a lo expuesto por (Lanza, 2012); así como en la teoría de tuberías en serie expuesta por (Saldarriaga, 2007). Considerando que tanto la presión como la carga de velocidad en la superficie libre del agua en el tanque son nulas. La elevación necesaria queda en función de la altura piezométrica en el nodo de entrada N1, su carga de velocidad y las pérdidas en el tramo:

$$Z_T + \frac{\widehat{P_T^0}}{\gamma} + \frac{\widehat{V_T^2}}{2g} = Z_{N1} + \frac{P_{N1}}{\gamma} + \frac{V_{N1}^2}{2g} + H_{P_{T-N1}}$$

$$Z_T = \left(Z_{N1} + \frac{P_{N1}}{\gamma} \right) + \frac{V_{N1}^2}{2g} + \left[h_{f_{T-N1}} + \sum h_{m_{T-N1}} \right]$$

$$Z_T = \left(Z_{N1} + \frac{P_{N1}}{\gamma} \right) + \left(\frac{8Q^2}{\pi^2 g D_2^4} \right) + \left[\frac{8Q^2}{\pi^2 g D_1^4} \left(\sum k_{m1} + f_1 \frac{L_1}{D_1} \right) + \frac{8Q^2}{\pi^2 g D_2^4} \left(\sum k_{m2} + f_2 \frac{L_2}{D_2} \right) \right]$$

$$Z_T = \left(Z_{N1} + \frac{P_{N1}}{\gamma} \right) + \frac{8Q^2}{\pi^2 g} \left[\frac{\left(\sum k_{m1} + f_1 \frac{L_1}{D_1} \right)}{D_1^4} + \frac{\left(1 + \sum k_{m2} + f_2 \frac{L_2}{D_2} \right)}{D_2^4} \right]$$

Tubería de salida H°G° Ø 3 ½” CED 40. Ø interno = 90.10 mm, ε = 0.15 mm:

$$Re = \frac{4Q}{\pi Dv} = \frac{4(0.00289 \text{ m}^3/\text{s})}{\pi(0.0779 \text{ m})(8.76 * 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s})} = 46,565$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right)$$

$$f_1 = 0.02616$$

Tubería de alimentación PVC Ø 3" SDR 26. Ø interno = 82.04 mm, ε = 0.0015 mm

$$Re = \frac{4Q}{\pi Dv} = \frac{4(0.00289 \text{ m}^3/\text{s})}{\pi(0.08204 \text{ m})(8.76 * 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s})} = 51,140$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right)$$

$$f_2 = 0.02085$$

Según el diseño de la red de distribución la cota piezométrica en N1 debe ser 51.46m, el caudal 0.00289m³/s. Según (CRANE VALVES, 2001) y (Mott, 2006) los coeficientes de pérdida global son respectivamente, $k_{m1} = 1.616$ y $k_{m2} = 0.81$ (ver ANEXOS), la longitud para cada tramo $L_1 = 7.90\text{m}$ y $L_2 = 123.85\text{m}$, al sustituir todos estos valores en la ecuación, el resultado es:

$$Z_T = \left(Z_{N1} + \frac{P_{N1}}{\gamma} \right) + \frac{8Q^2}{\pi^2 g} \left[\frac{(\sum k_{m1} + f_1 \frac{L_1}{D_1})}{D_1^4} + \frac{(1 + \sum k_{m2} + f_2 \frac{L_2}{D_2})}{D_2^4} \right] = 52.01 \text{ m. s. n. m}$$

La cota de terreno para el tanque de almacenamiento según el levantamiento topográfico es 44.40 m.s.n.m. Para alcanzar una cota de solera de 52.01 m.s.n.m sería necesario una torre de 7.61m, sin embargo, por razones constructivas la **altura de torre = 7.70m**. Cabe destacar que, si se realiza el cálculo por etapas, los resultados para las demás variables quedan dentro de los rangos aceptables según Tabla 36:

Tabla 36. Resultados para línea de alimentación

Tramo	V m/s	H _f m	H _m m	Pérd. Unit. m/km
Salida HG Ø 3 ½"	0.45	0.02	0.02	5.17
Alimentación PVC Ø 3"	0.55	0.48	0.01	3.96

Fuente: Elaboración propia

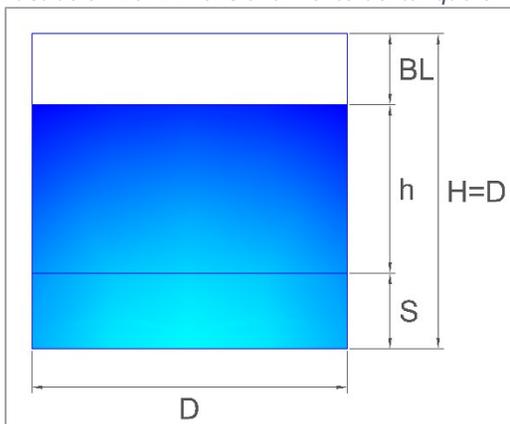
4.5.5 Diseño: Tanque de Almacenamiento

El diseño del tanque de almacenamiento puede ser realizado según lo establecido en la NTON 09-001-99, donde el volumen de regularización es 15%CPD y el volumen de reserva 20%CPD:

$$V = 35\%CPD = 35\%(1.15 \text{ lps})(86,400 \text{ s/día}) = 34,907.92 \text{ litros} = \mathbf{34.91 \text{ m}^3}$$

El tanque será de acero en forma cilíndrica y según la demostración hecha por (Tercero, 1978): “si se ha de lograr el dimensionamiento más económico (menos consumo de material para losa, fondo y paredes) debe guardarse la relación $D = H$ ”. Según (Loáisiga, 2010) debe existir un borde libre y una altura de sedimentación. Basándose en estas directrices, asignando el volumen calculado ($V = 34.91\text{m}^3$), un borde libre ($BL = 0.20\text{m}$) y una altura de sedimentación ($S = 0.20\text{m}$) se realiza el siguiente análisis para el dimensionamiento del tanque:

Ilustración 20. Dimensionamiento del tanque cilíndrico de acero



Fuente: Elaboración propia

$$V = \frac{\pi D^2}{4} h$$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} [D - (BL + S)]$$

$$V = \left[\frac{\pi}{4} \right] D^3 - \left[\frac{\pi}{4} (BL + S) \right] D^2$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\pi}{4}\right) D^3 + \left[-\left(\frac{\pi}{4}\right) (BL + S)\right] D^2 + (-V) &= 0 \\ \left(\frac{\pi}{4}\right) D^3 + \left[-\left(\frac{\pi}{4}\right) (0.20 \text{ m} + 0.20 \text{ m})\right] D^2 + (-34.91 \text{ m}^3) &= 0 \\ \left(\frac{\pi}{4}\right) D^3 + \left(-\frac{\pi}{10} \text{ m}\right) D^2 + (-34.91 \text{ m}^3) &= 0 \\ \mathbf{D = H = 3.68 \text{ m} \approx 3.70 \text{ m}} \end{aligned}$$

Por razones constructivas, **D = H = 3.70 m**. Con ayuda del diseño de línea de alimentación se conoce: cota terreno = 44.40 m.s.n.m, altura de torre = 7.70 m, cota de solera = 52.10 m.s.n.m, S = 0.20 m, h = 3.25 m, cota de rebose = 55.55 m.s.n.m.

4.5.6 Diseño: Línea de Impulsión por Bombeo

El caudal de bombeo será calculado para 16 horas de bombeo en función del consumo máximo diario, según numeral 5.3.3, inciso b), NTON 09-001-99. La cota de terreno para el pozo es 44.15 msnm, según ensayo de bombeo el nivel estático del agua es 1.19 m, con un abatimiento de 1.96 m; por lo tanto, la **cota mínima de bombeo será 41.00 m.s.n.m**. El brocal del pozo se proyectará 0.50 m por encima del nivel de terreno como medida de protección.

La sumergencia necesaria para evitar la introducción de aire dentro de la succión según (López Cualla, 2003) está dada por la fórmula ($\text{Sum} = 2.5 \text{ } \varnothing_{\text{succión}} + 0.10 \text{ m}$), sin embargo, la normativa urbana nicaragüense NTON 09-003-99 en su numeral 6.2.2, Tabla 6-2, establece que: “La longitud de columna se establece para que se sumerja 6 mts bajo el nivel mínimo de bombeo”, dando como resultado 9.65 m de longitud de tubería dentro del pozo.

Del diseño de tanque se sabe que la cota de rebose será 55.55 m.s.n.m y teniendo en cuenta la cota mínima de bombeo calculada anteriormente, la altura manométrica que debe suministrar la bomba para elevar el agua hasta el tanque

debe vencer una **altura estática de 14.55m**; por lo tanto, es necesario calcular las pérdidas por fricción y locales (para la tubería de impulsión y el tren de válvulas en la sarta de bombeo).

A continuación, se presenta la tabla resumen del análisis de la NTON 09-001-99 en su numeral 6.4.1 y sus correspondientes tablas de diseño, también expuestas en el marco teórico. Se asignó el diámetro recomendado para la sarta de bombeo (2"); así como, las longitudes para la tubería de impulsión y sarta.

$$Q_{Bombeo} = CMD \frac{24 \text{ hrs}}{N} = 1.73 \frac{24 \text{ hrs}}{16 \text{ hrs}} = 2.60 \text{ lps}$$

Tabla 37. Resumen de características del bombeo

Tramo	Material	DN (pulg)	Di (m)	L (m)	e (m)
Sarta de bombeo	HG	2	0.0525	5.00	0.00015
Tubería de impulsión	HG	Incógnita	Incógnita	17.35	0.00015

Fuente: Elaboración propia

El cálculo del coeficiente global de pérdidas por accesorios para la sarta de bombeo se determinó a través de la metodología presentada por (Mott, 2006), primero estableciendo la relación constante entre la longitud equivalente y el diámetro (L_e/D), luego se determinó el factor de fricción para la zona de turbulencia completa (f_T), por último, el coeficiente de pérdida (K) es igual a la multiplicación de ambos.

En algunos casos el valor fue asignado directamente según catálogos de fabricantes cuando no es posible esta metodología.

Tabla 38. Cálculo del coeficiente de pérdida global para sarta de bombeo

Accesorio	L_e/D	f_T	K
Válvula de aire			1.50
Manómetro	-	-	1.75
Medidor	-	-	2.50
Válvula de retención (check)	100	0.026	2.58

Accesorio	L_e/D	f_T	K
Cruz de H°F°	20	0.026	0.52
Válvula de alivio	-	-	1.35
Válvula de compuerta (abierta por completo)	8	0.026	0.21
TOTAL			10.40

Fuente: *Elaboración propia con metodología de (Mott, 2006)*

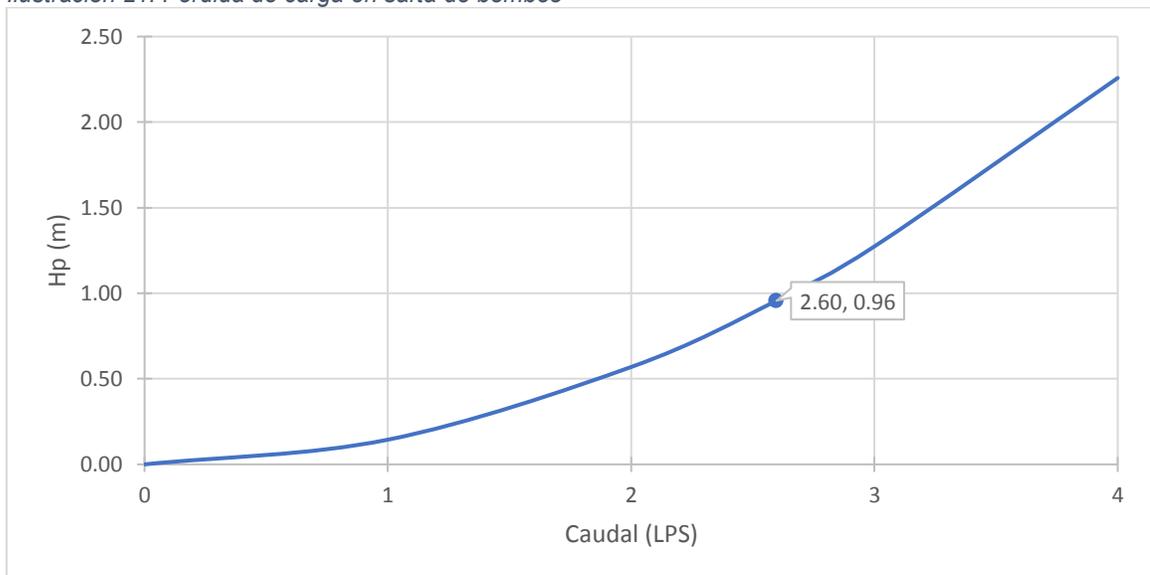
Posteriormente, se realizó el cálculo de las pérdidas de carga en la sarta con la (Ec.12), (Ec.13), (Ec.14) y (Ec.16). Se aplicó el método de Darcy – Weisbach y se calculó el factor de fricción a través de Colebrook – White y la metodología de análisis numérico de iteración sucesiva de punto fijo utilizando como valor semilla la aproximación de Swamee – Jain.

Tabla 39. *Pérdida de carga en sarta de bombeo*

Q (LPS)	Re	$f_{\text{Swamee Jain}}$	f_{prueba}	f	ΣK_m	H_p (m)
1.00	27,691	0.03034	0.02997	0.02997	10.40	0.14
2.00	55,383	0.02840	0.02810	0.02810	10.40	0.57
2.60	71,923	0.02789	0.02762	0.02762	10.40	0.96
3.00	83,074	0.02765	0.02739	0.02739	10.40	1.27
4.00	110,766	0.02725	0.02702	0.02702	10.40	2.26

Fuente: *Elaboración propia con ayuda de la (Ec.12), (Ec.13), (Ec.14) y (Ec.16)*

Ilustración 21. *Pérdida de carga en sarta de bombeo*



Fuente: *Elaboración propia*

El análisis económico comparativo para la línea de impulsión, tomando como referencia para el diámetro económico la (Ec.6) de la norma rural, será:

$$D = 0.9Q^{0.45} = 0.9(0.0026 \text{ m}^3/\text{s})^{0.45} = 0.06177 \text{ m} \approx 61.77 \text{ mm}$$

Por otro lado, la norma urbana en su numeral 7.11.4 establece un rango de velocidades recomendadas entre 0.60 y 1.50 m/s, utilizando el Principio de Conservación de Masa se establecerá que:

$$\sqrt{\frac{4Q}{\pi V_{max}}} \leq D \leq \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_{min}}}$$

$$\sqrt{\frac{4(0.0026 \text{ m}^3/\text{s})}{\pi(1.50 \text{ m/s})}} \leq D \leq \sqrt{\frac{4(0.0026 \text{ m}^3/\text{s})}{\pi(0.6 \text{ m/s})}}$$

$$0.04695 \text{ m} \leq D \leq 0.07424 \text{ m}$$

$$46.95 \text{ mm} \leq D \leq 74.24 \text{ mm}$$

Como puede verse, el diámetro según la norma rural queda comprendido en este mismo rango de la norma urbana. Al revisar los catálogos de dimensiones de tuberías en ANEXOS, se concluye que los diámetros que se analizarán serán 2" y 2 1/2", debido a que el diámetro de 3" se sale del rango calculado.

Tabla 40. Diámetros de prueba en línea de impulsión

DN (pulg)	D _i (mm)	D _i (m)
2"	52.5	0.0525
2 1/2"	62.7	0.0627

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de pérdidas global por accesorios (ΣK_m) para la línea de impulsión de $\varnothing = 2"$ se determinó a través de la metodología presentada por (Mott, 2006), primero se estableció la relación constante entre la longitud equivalente y el diámetro (L_e/D), luego se determinó el factor de fricción para la zona de turbulencia completa (f_T), por último, el coeficiente de pérdida (K) es igual a la multiplicación

de ambos. En algunos casos el valor fue asignado directamente según catálogos de fabricantes cuando no es posible esta metodología.

Tabla 41. Cálculo del coeficiente de pérdida global para impulsión $\varnothing = 2''$

Accesorio	L_e/D	f_T	K
Codo 90°	30	0.026	0.77
Tee (pase por el ramal)	60	0.026	1.55
Válvula de compuerta (abierta por completo)	8	0.026	0.21
Salida	-	-	1
TOTAL			3.53

Fuente: Elaboración propia con metodología de (Mott, 2006)

Posteriormente, se realizó el cálculo de pérdidas de carga en la impulsión $\varnothing = 2''$ con la (Ec.12), (Ec.13), (Ec.14) y (Ec.16). Se aplicó el método de Darcy – Weisbach y se calculó el factor de fricción a través de Colebrook – White y la metodología de análisis numérico de iteración sucesiva de punto fijo utilizando como valor semilla la aproximación de Swamee – Jain.

Tabla 42. Pérdida de carga en impulsión para $\varnothing = 2''$

Q (LPS)	Re	$f_{\text{Swamee Jain}}$	f_{prueba}	f	ΣK_m	Hp (m)
1.00	27,691	0.03034	0.02997	0.02997	3.53	0.15
2.00	55,383	0.02840	0.02810	0.02810	3.53	0.56
2.60	71,923	0.02789	0.02762	0.02762	3.53	0.93
3.00	83,074	0.02765	0.02739	0.02739	3.53	1.23
4.00	110,766	0.02725	0.02702	0.02702	3.53	2.17

Fuente: Elaboración propia con ayuda de la (Ec.12), (Ec.13), (Ec.14) y (Ec.16)

El coeficiente de pérdidas global por accesorios (ΣK_m) para la línea de impulsión de $\varnothing = 2 \frac{1}{2}''$ se determinó a través de la metodología presentada por (Mott, 2006), primero se estableció la relación constante entre la longitud equivalente y el diámetro (L_e/D), luego se determinó el factor de fricción para la zona de turbulencia completa (f_T), por último, el coeficiente de pérdida (K) es igual a la multiplicación de ambos. En algunos casos el valor fue asignado directamente según catálogos de fabricantes cuando no es posible esta metodología.

Tabla 43. Cálculo del coeficiente de pérdida global para impulsión $\varnothing = 2 \frac{1}{2}$ "

Accesorio	L_e/D	f_T	K
Codo 90°	30	0.025	0.74
Reductor $\varnothing 2 \frac{1}{2}$ " - 2"	-	-	0.07
Expansión $\varnothing 2$ " - $2 \frac{1}{2}$ "	-	-	0.02
Tee (pase por el ramal)	60	0.025	1.47
Válvula de compuerta (abierta por completo)	8	0.025	0.20
Salida	-	-	1
TOTAL			3.50

Fuente: Elaboración propia con metodología de (Mott, 2006)

Posteriormente, se realizó el cálculo de pérdidas de carga en la impulsión para un $\varnothing = 2 \frac{1}{2}$ " con la (Ec.12), (Ec.13), (Ec.14) y (Ec.16). Se calcularon las pérdidas por fricción por Darcy – Weisbach y se calculó el factor de fricción a través de Colebrook – White y la metodología de análisis numérico de iteración sucesiva de punto fijo utilizando como valor semilla la aproximación de Swamee – Jain.

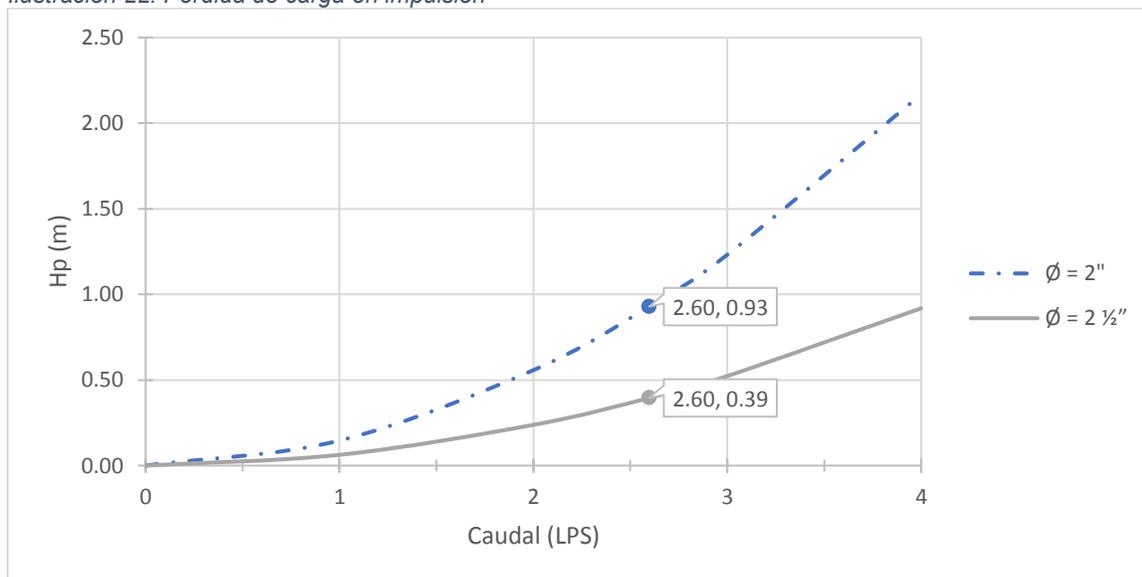
Tabla 44. Pérdida de carga en impulsión para $\varnothing = 2 \frac{1}{2}$ "

Q (LPS)	Re	$f_{\text{Swamee Jain}}$	f_{prueba}	f	ΣK_m	Hp (m)
1.00	23,187	0.03016	0.02982	0.02982	3.50	0.06
2.00	46,373	0.02784	0.02754	0.02754	3.50	0.24
2.60	60,223	0.02721	0.02694	0.02694	3.50	0.39
3.00	69,560	0.02692	0.02665	0.02665	3.50	0.52
4.00	92,747	0.02642	0.02618	0.02618	3.50	0.92

Fuente: Elaboración propia con ayuda de la (Ec.12), (Ec.13), (Ec.14) y (Ec.16)

Como puede verse en los resultados de las tablas para los dos diámetros de prueba para la línea de impulsión, la que genera menores pérdidas de carga es la tubería de diámetro $\varnothing = 2 \frac{1}{2}$ ". Posteriormente a este cálculo se procedió a realizar un análisis económico comparativo entre estos dos diámetros de prueba para tomar en cuenta el costo energético del bombeo.

Ilustración 22. Pérdida de carga en impulsión



Fuente: Elaboración propia

Para continuar con el análisis económico se seguirá la metodología propuesta por el autor (Aguilar, 2007). La amortización¹⁰ de la tubería se realizará según factores de actualización de costos propios de Ingeniería Económica (Baca, 2007) utilizando una tasa de 15% anual, un período de 240 meses (20 años) y un costo unitario de tubería C\$ 1,115 y C\$ 1,400 respectivamente.

Tabla 45. Costo amortizado por tubería de impulsión

DN pulg	Amortización	Cantidad de tubos	C.U C\$/tubo	Mensualidad C\$/mes
2"	0.01317	3	1,115	44.05
2 1/2"	0.01317	3	1,400	55.31

Fuente: Elaboración propia

El costo energético por bombeo se calculará asumiendo una eficiencia recomendada para estimaciones de costo de 70% según (Aguilar, 2007), la potencia es el producto del caudal y la altura manométrica (ΣH_p) afectados por la

¹⁰ La cantidad de tubos es pequeña (3) debido a que la fuente está prácticamente en los alrededores del tanque de almacenamiento de forma que si se realizara un análisis económico tomando el costo puntual de la inversión de la tubería y trayendo el valor presente que represente el bombeo de los próximos 20 años el resultado sería congruente.

eficiencia anteriormente asumida, en el mes se bombeará 480 hrs (16 hrs/día), el consumo será la potencia por el tiempo de bombeo. El costo por kWh consumido se establecerá según la tarifa publicada por el Instituto Nicaragüense de Energía (INE, 2017) (ver ANEXOS). Al final el diámetro de tubería con menor costo resultó ser $\varnothing = 2 \frac{1}{2}$ ", tal como se aprecia a continuación:

Tabla 46. Costo energético del bombeo

DN pulg	Q LPS	Eficien %	Potencia		T _b hrs/mes	Consumo kWh/mes	Tarifa C\$/kWh	Costo C\$/mes
			HP	kW				
2"	2.60	70%	0.092	0.069	480	32.93	5.5713	183.48
2 ½"	2.60	70%	0.066	0.049	480	23.61	5.5713	131.54

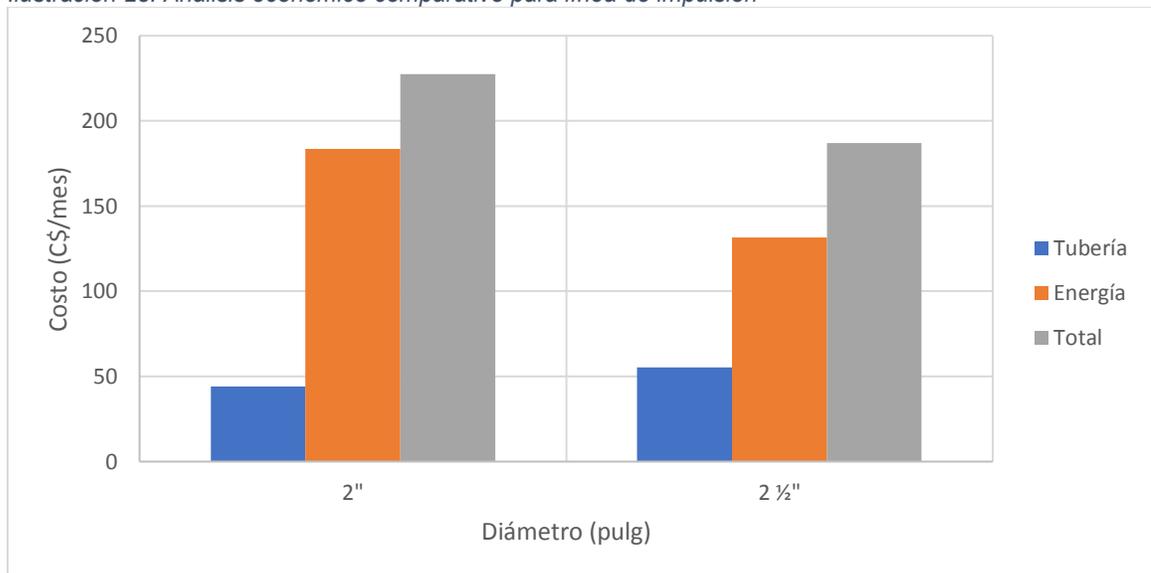
Fuente: Elaboración propia

Tabla 47. Análisis económico comparativo para línea de impulsión

DN pulg	Costo por tubería C\$/mes	Costo por energía C\$/mes	Total C\$/mes
2"	44.05	183.48	227.53
2 ½"	55.31	131.54	186.85

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 23. Análisis económico comparativo para línea de impulsión



Fuente: Elaboración propia

Como puede observarse, la tubería con menor costo resulta la de 2 ½". Por lo tanto, las pérdidas de carga total y cálculo de bomba serán en base a esta:

$$\sum H_p = H_{p_{sarta}} + H_{p_{impulsión}} = 0.96 \text{ m} + 0.39 \text{ m} = 1.35 \text{ m}$$

La altura estática o topográfica ($H_{\text{Topográfica}}$) entre el nivel mínimo de bombeo en el pozo y el nivel de rebose en el tanque es 14.55 m, más las pérdidas totales (H_p) en el tren de válvulas y la línea de impulsión (1.35 m) dieron como resultado una altura manométrica (H_m) necesaria de 15.90 m. Se asumió una eficiencia de la bomba de 70%, la potencia de la bomba (P_{bomba}) en caballos de fuerza resultó ser de 0.78 HP.

Tabla 48. Cálculo de bomba

Q	$H_{\text{Topográfica}}$	H_p	H_m	Eficiencia	P_{bomba}	
LPS	m	m	m	%	HP	kW
2.60	14.55	1.35	15.90	70%	0.78	0.58

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta la curva resistente del sistema equivalente a sumar la altura topográfica ($H_{\text{Topográfica}} = 14.55 \text{ m}$) más las pérdidas totales en el sistema ($\sum H_p$). Lo que da como resultado la altura manométrica necesaria (H_m) para distintos caudales trasegados.

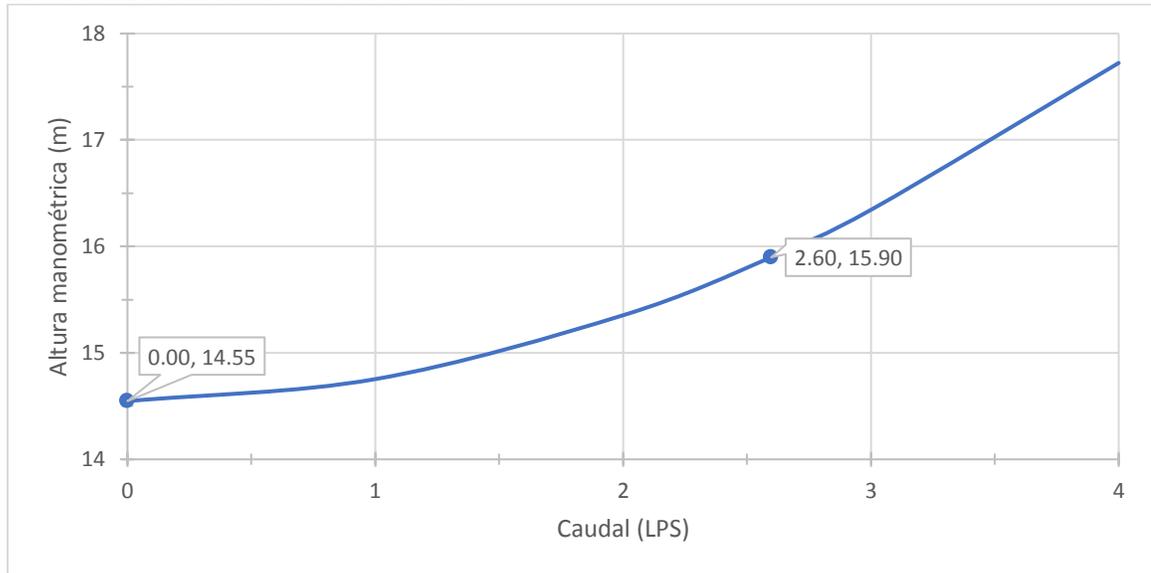
Tabla 49. Curva resistente del sistema

Q	$H_{p_{sarta}}$	$H_{p_{impulsión}}$	$\sum H_p$	H_m
LPS	m	m	m	m
0.00	0.00	0.00	0.00	14.55
1.00	0.14	0.06	0.21	14.75
2.00	0.57	0.24	0.81	15.35
2.60	0.96	0.39	1.35	15.90
3.00	1.27	0.52	1.80	16.34
4.00	2.26	0.92	3.18	17.72

Fuente: Elaboración propia

La curva resistente del sistema se proyectó desde 14.55 m, que en ese caso representaría la carga estática a caudal nulo hasta una carga manométrica de 15.90 m para poder elevar el caudal de bombeo de 2.60 LPS.

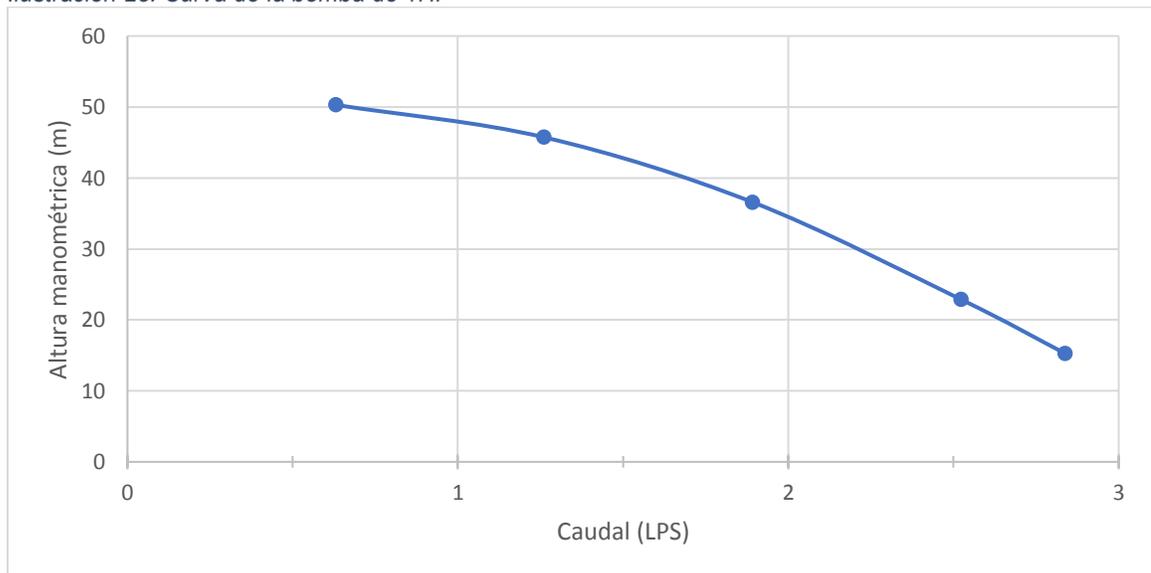
Ilustración 24. Curva resistente del sistema



Fuente: Elaboración propia

En ANEXOS puede verse la curva de la bomba desde la cual se tomaron puntos representativos para graficar dicha curva y encontrar el correspondiente punto de intersección.

Ilustración 25. Curva de la bomba de 1HP



Fuente: Gráfica caudal vs altura para bomba sumergible (ver ANEXOS)

En conclusión, se necesita una bomba con potencia nominal de 1HP y según NTON 09-001-99 el motor debe exceder en al menos 15% la potencia de bomba,

se recomienda para motores hasta 5HP, emplear 1/60/110 energía monofásica (numeral 6.6).

$$P_{Motor} = 1.15P_{Bomba}$$

$$P_{Motor} = 1.15(1.00 \text{ HP}) = 1.15 \text{ HP} \approx 1.50 \text{ HP}$$

Datos para calcular la sobrepresión por golpe de ariete:

Material: HG CED 40. Módulo de elasticidad: $21 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$

DN: $\varnothing 2 \frac{1}{2}$ ", D_{interno} : 62.70 mm, Espesor de pared: 5.16 mm

$L = 7.45 \text{ m}$. $H_g = 14.55 \text{ m}$. $H_f = 1.35 \text{ m}$. $H_m = 15.90 \text{ m}$

✓ Celeridad (material HG $\varnothing 2 \frac{1}{2}$ "):

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{10^{10}}{2.10 \cdot 10^{10} \text{ kg/m}^2} \left(\frac{62.7 \text{ mm}}{5.16 \text{ mm}} \right)}} = 1346.17 \text{ m/s}$$

✓ Frecuencia de propagación de la onda de presión:

$$T = \frac{2L}{a} = \frac{2(7.45 \text{ m})}{1346.17 \text{ m/s}} = 0.01 \text{ s}$$

✓ Tiempo de parada del agua (Mendiluce):

i	C	L (m)	K
< 20%	1	< 500	2
≈ 25%	0.8	≈ 500	1.75
≈ 30%	0.6	500 < L < 1500	1.5
≈ 40%	0.4	≈ 1500	1.25
> 50%	0	> 1500	1

$$i = \frac{H_m}{L} = \frac{15.90 \text{ m}}{7.45 \text{ m}} * 100 \% = 213.39 \%$$

$$T = C + \frac{KLv}{gH_m} = 0 + \frac{2(7.45 \text{ m})(0.84 \text{ m/s})}{9.81 \text{ m/s}^2(15.90 \text{ m})} = 0.08 \text{ s}$$

Como el tiempo de parada del agua es menor que la frecuencia de propagación de la onda de presión, entonces, es un cierre lento.

- ✓ Longitud crítica de la instalación:

$$L_c = \frac{aT}{2} = \frac{1\ 346.17 \text{ m/s}(0.08 \text{ s})}{2} = 54.13 \text{ m}$$

Como la longitud del tramo estudiado es menor que la longitud crítica, entonces, es una instalación corta.

- ✓ Sobrepresión por golpe de ariete (Michaud):

$$\text{Si } L < L_c (\text{impulsión corta}) \Rightarrow T > \frac{2L}{a} \Rightarrow \text{Michaud } \Delta H = \frac{2Lv}{gT}$$

$$\Delta H = \frac{2Lv}{gT} = \frac{2(7.45 \text{ m})(0.84 \text{ m/s})}{9.81 \text{ m/s}^2(0.08 \text{ s})} = 15.90 \text{ m}$$

- ✓ Presión máxima sobre la instalación:

$$P_{m\acute{a}x} = H_m + \Delta H = 15.90 \text{ m} + 15.90 \text{ m} = 31.80 \text{ m} = 45.22 \text{ PSI}$$

La presión para este tipo de tubería es 490 PSI, por lo tanto, la tubería resiste.

4.5.7 Fuente y obra de captación existente

La fuente de agua está representada por el Acuífero Tipitapa – Malacatoya. La obra de captación a utilizar será de tipo pozo perforado. La fecha de perforación

de este pozo fue 07/09/2012 y presenta las siguientes características según ensayo de bombeo:

- Coordenadas N 603979.192m, O 1,347,353.325m, con una elevación 44.15msnm en la propiedad de la Iglesia Apostólica Fuente de Vida propiedad del Señor Francisco Vivas Dávila.
- Tipo de acuífero confinado con un pozo semi-artesiano.
- Capa de saturación = 35.5m
- El pozo presentó una transmisibilidad = 987 m²/d
- **Caudal del pozo = 150 gpm (9.46 lps)**
- **Caudal de Explotación = 85 gpm (5.36 lps)**
- Profundidad total = 168' (51.20m)
- Diámetro de ademe = PVC SDR 26, Ø = 6"
- Nivel piezométrico del acuífero = 16.40' (5m)
- Nivel Estático = 3.90' (1.19 m)
- Abatimiento = 6.43' (1.96 m)

Con respecto a la fuente de abastecimiento la normativa NTON 09-001-99 establece dos propósitos fundamentales a cumplir. Los cuales son mencionados en el marco teórico:

El primer propósito es (INAA, 1999): "Suministrar agua en cantidad suficiente para abastecer la demanda de la población durante el período de diseño considerado"; en este sentido, basándose en la proyección de población y el estudio de consumo se observa que dicha demanda alcanza un consumo promedio diario de 1.15 lps, consumo máximo diario de 1.73 lps y un consumo máximo horario de 2.89 lps respectivamente. Mientras que el ensayo de bombeo refleja que el caudal del pozo es de 9.46 lps, con un caudal de explotación de 5.36 lps.

Por lo tanto, en base a los resultados del ensayo de bombeo y a la demanda de agua requerida por los pobladores de esta comunidad para los próximos 20 años, se concluye que el recurso hídrico que aporta el Acuífero Tipitapa Malacatoya goza en cantidad suficiente para abastecer la demanda de agua proyectada. Según el inciso c) del numeral 5.3.3 de la NTON 09-001-99 (INAA, 1999): “El caudal máximo recomendado de la explotación de un pozo deberá ser igual o superior a 1.5 del consumo día promedio (QDP)”. En otras palabras, esto significa que el gasto máximo de explotación debe ser mayor o igual al consumo máximo diario.

$$Q_{Máx.Explot} \geq 1.5CPD$$

$$Q_{Máx.Explot} \geq CMD$$

$$5.36 \text{ lps} \geq 1.73 \text{ lps}$$

El segundo propósito es (INAA, 1999): “Mantener las condiciones de calidad necesarias para garantizar la potabilidad de la misma”. Para asegurarse de cumplir con este propósito se realizó prueba de calidad del agua. En términos generales, si se analizan los resultados de los análisis bacteriológicos, físico-químicos y metales pesado de las muestras tomadas del pozo perforado para el proyecto MABE, se puede ver que las concentraciones para los parámetros se encuentran por debajo de lo reglamentado, por tanto, desde el punto de vista del análisis de calidad del agua, son aguas aptas para consumo humano.

4.6 Modelación hidráulica en EPANET

4.6.1 Configuración de valores predeterminados

La configuración de los valores predeterminados de EPANET se realizan en la ventana “Valores por defecto” de la pestaña “Proyecto” de la barra de menú. Desde esta ventana en la primera pestaña “Etiquetas ID” se emplearán las etiquetas para nombrar los distintos elementos de la red de distribución, con un incremento de 1 para cada elemento nuevo consecutivo. En la pestaña

“Propiedades” las modificaciones más importantes realizadas corresponden a las siguientes:

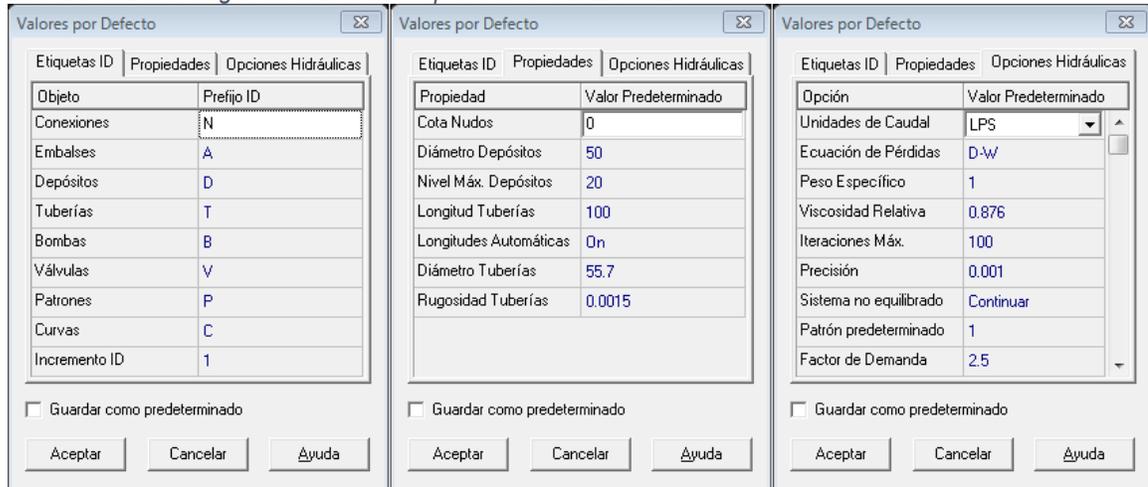
- Longitudes automáticas activadas. Lo que nos permite trazar los tramos de tuberías asegurando el cálculo interno de la longitud de forma automática.
- Diámetro de tuberías predeterminado igual a 55.70 mm equivalente al diámetro interno para tuberías con diámetro nominal de 2” correspondiente al mínimo según la normativa nicaragüense.
- Rugosidad de tuberías predeterminado igual a 0.0015 mm (PVC).

La tercera y última pestaña “Opciones Hidráulicas” contiene las opciones más relevantes a tener en consideración. Las unidades de medida a utilizar serán las correspondientes al Sistema Internacional:

- Unidad de caudal será litros por segundo.
- Pérdidas por fricción serán calculadas por Darcy – Weisbach.
- Peso específico será de 1 kg/m³.
- Viscosidad relativa (cinemática) según prueba de bombeo T = 26°C, por lo tanto, será de $8.76 \cdot 10^{-7}$ m²/s equivalente a 0.876 centiStoke, que es la unidad de medida empleada por el programa la cual según (Mott, 1996) es una unidad obsoleta.
- Factor de demanda será un valor que puede ser cambiado en atención al tipo de escenario a simular. Para comenzar puede ser definido en 2.5, es decir, igual al factor de demanda para consumo máximo horario.

A continuación, se presenta la configuración adoptada para la modelación hidráulica del proyecto donde se resume lo expuesto anteriormente.

Ilustración 26. Configuración de valores por defecto en EPANET



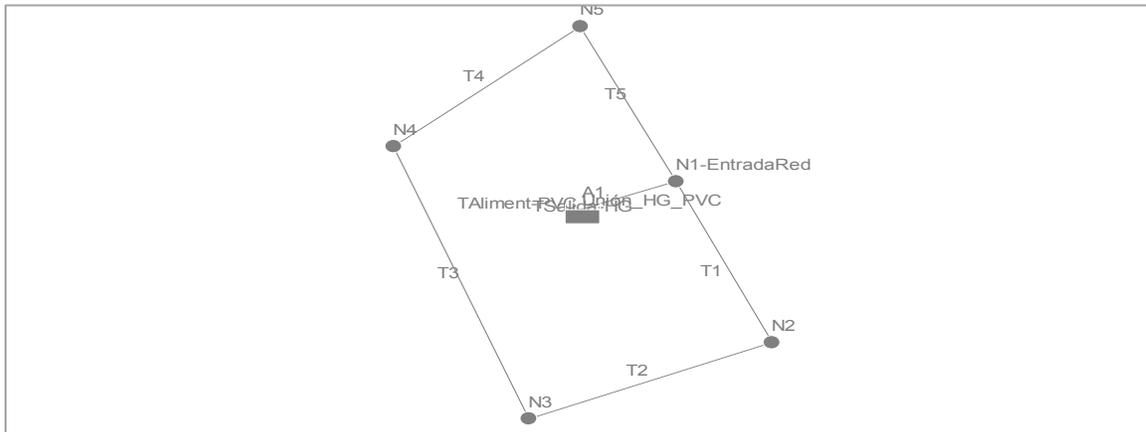
Fuente: Elaboración propia

4.6.2 Trazado de la red en el programa

Para agilizar el trazado y asignación de propiedades a los elementos de la red se hizo uso de la hoja de cálculo EPA_EXCEL de la Universidad Técnica Particular de Loja, la cual permite ingresar las coordenadas y la demanda base (consumo promedio diario) para exportar a través de un archivo con extensión *.INP que puede ser importado con EPANET. Para el trazado se tomó como base de datos:

- Coordenadas oeste, norte y cota o elevación (x, y, z).
- Distribución de caudales.

Ilustración 27. Trazado de la red en EPANET

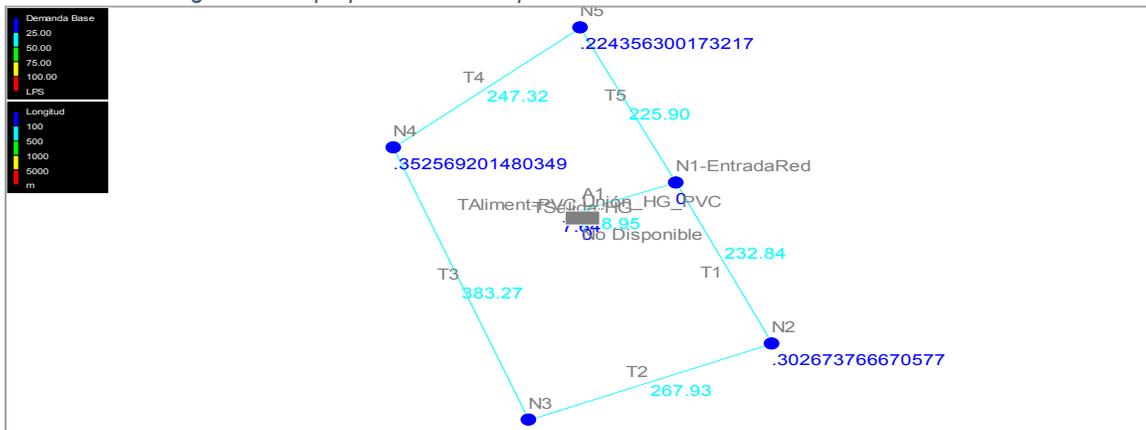


Fuente: Elaboración propia

4.6.3 Asignación de propiedades a los componentes

Las propiedades de cada elemento pueden editarse dando doble clic sobre cualquier elemento de la red, lo que abrirá el “Editor de propiedades”. Las propiedades obligatorias se identifican con la presencia de un asterisco. Primero, se verificaron las coordenadas y demandas base de cada nodo importadas con ayuda de la aplicación EPA_EXCEL de la Universidad Técnica Popular de Loja; luego se verificaron las propiedades de tuberías con respecto a longitud, diámetro y rugosidad. Un ajuste importante es asignar el coeficiente de pérdidas menores para la tubería según sus accesorios.

Ilustración 28. Asignación de propiedades a componentes en EPANET



Fuente: Elaboración propia

4.6.4 Configuración de las opciones de cálculo

Según (Rossman, 1997): “Existen cinco categorías de opciones que controlan cómo EPANET analiza un sistema: Hidráulicas, de Calidad, de Reacción, de Tiempo, y de Energía”. Las opciones de Calidad y Reacción quedarán fuera del alcance de este documento. Para tener acceso a la configuración de estas opciones de cálculo, seleccione el tipo de Opciones desde el “Buscador de Datos”.

Ilustración 29. Configuración de opciones de cálculo en EPANET

The image shows three overlapping dialog boxes from the EPANET software, each with a title bar and a close button. The first dialog, 'Opciones de Hidráulica', contains a table of hydraulic properties. The second, 'Opciones de Tiempo', contains a table of time-related settings. The third, 'Opciones de Energía', contains a table of energy-related settings.

Propiedad	Valor
Unidades de Caudal	LPS
Ecuación de Pérdidas	D-W
Peso Específico	1
Viscosidad Relativa	0.876
Iteraciones Máx.	100
Precisión	0.00001
Sistema no equilibrado	Continuar
Patrón predeterminado	1
Factor de Demanda	1
Exponente Emisores	0.5
Informe de Estado	No
CHECKFREQ	2
MÁXCHECK	10
DAMPLIMIT	0

Propiedad	Hrs:Min
Duración Total	24
Intervalo Cálculo Hidráulico	1:00
Intervalo Cálculo Calidad	0:05
Intervalo Patrones	1:00
Tiempo Inicio Patrón	0:00
Intervalo Informe	1:00
Tiempo Inicio Informe	0:00
Tiempo Inicio Reloj	12 am
Estadística	Ninguno

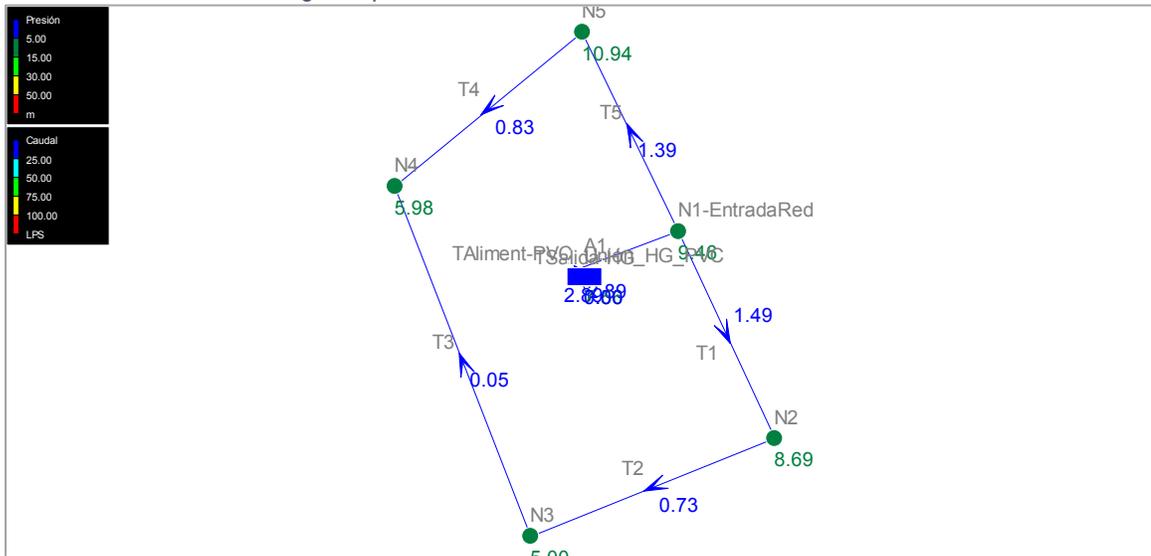
Propiedad	Valor
Rend. Bomba (%)	70
Precio Energía/kwh	5.5713
Patrón de Precios	
Término de Potencia	0

Fuente: Elaboración propia

4.6.5 Análisis en régimen permanente

Para iniciar un análisis en régimen permanente se debe escribir un cero en “Duración Total” de las “Opciones de Tiempo”. En este caso las entradas para todas las demás opciones, excepto el “Tiempo Inicio Horario”, no se usan. El primer escenario de cálculo es consumo máximo horario y el segundo es consumo cero. Para el primero se usará un factor de demanda de 2.5 en conjunto con la demanda base y en el segundo escenario se usará una demanda base de “cero”.

Ilustración 30. Análisis en régimen permanente



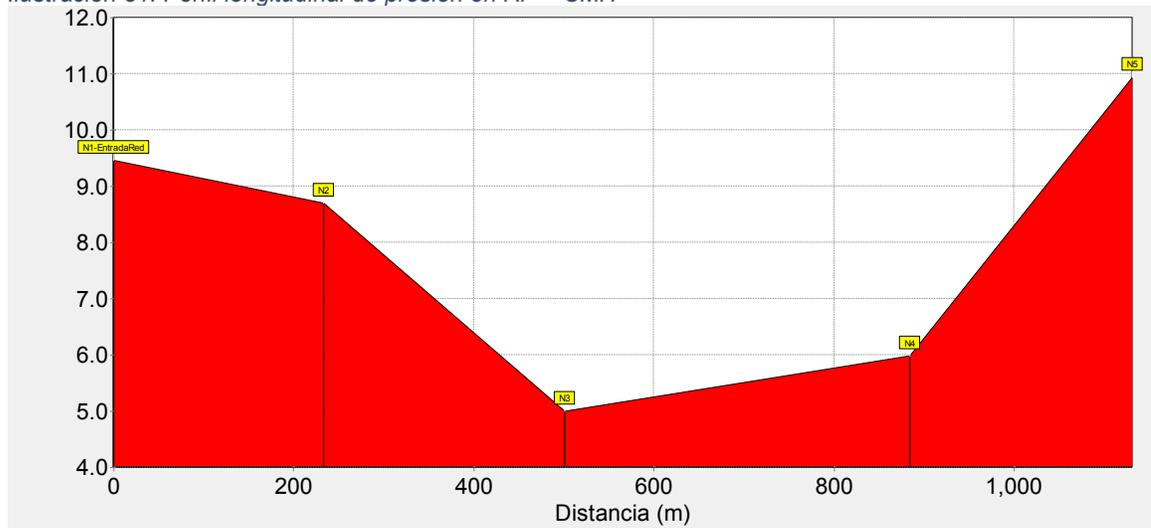
Fuente: Elaboración propia

Tabla 50. Análisis en régimen permanente según EPANET

Tramo	Caudal	Velocidad	Pérd. Unit.	Factor de Fricción	Nodo	Presión
	lps	m/s	m/km			m
T1	1.49	0.61	7.60	0.02219	N1	9.46
T2	0.73	0.47	6.32	0.02490	N2	8.69
T3	0.05	0.03	0.04	0.04219	* N3 *	5.00
T4	0.83	0.53	7.90	0.02415	N4	5.98
T5	1.39	0.57	6.75	0.02254	N5	10.94

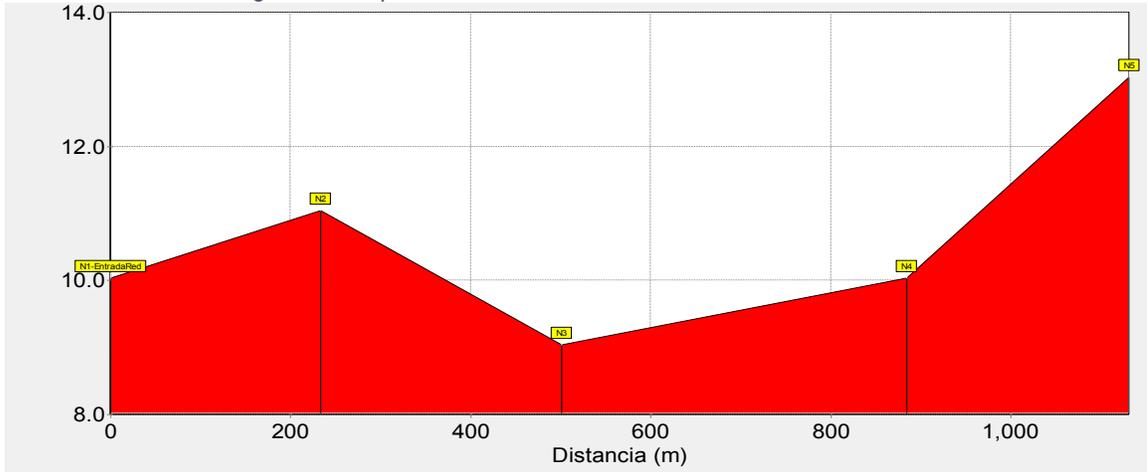
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 31. Perfil longitudinal de presión en RP – CMH



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 32. Perfil longitudinal de presión en RP - Consumo Cero



Fuente: Elaboración propia

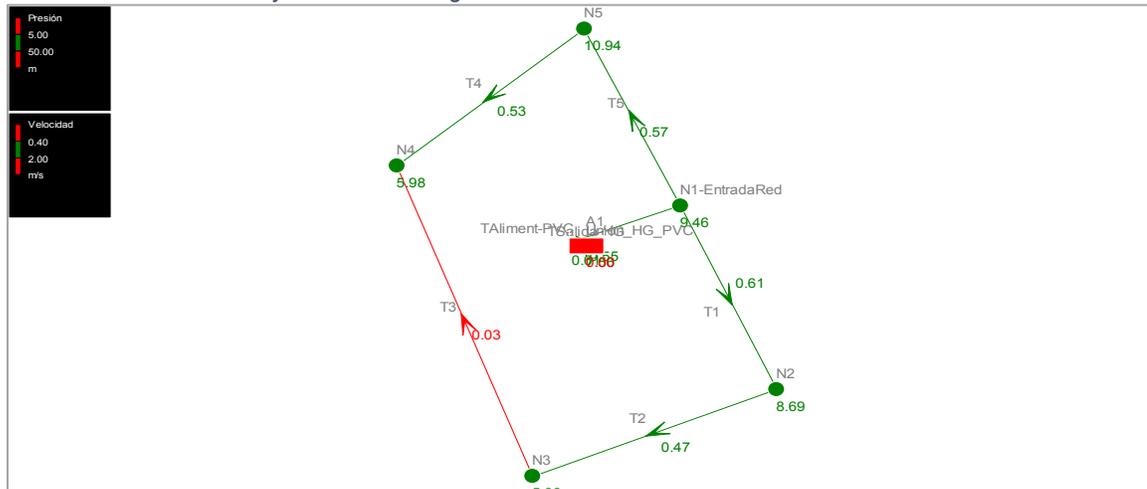
Tabla 51. Variación de resultados en red: CROSS - EPANET

Tramo	Caudal	Velocidad	Pérd. Unit.	Factor de Fricción	Nodo	Presión
T1	0.00%	0.00%	0.06%	0.00%	N1	-0.04%
T2	0.01%	0.01%	-0.15%	-0.20%	N2	-0.06%
T3	0.13%	0.13%	-1.96%	-2.25%	N3	-0.05%
T4	-0.01%	-0.01%	-0.11%	-0.12%	N4	-0.04%
T5	0.00%	0.00%	0.02%	-0.04%	N5	-0.04%

Fuente: Elaboración propia

4.6.6 Verificar presión y velocidad permisibles

Ilustración 33. Presiones y velocidades según EPANET



Fuente: Elaboración propia

4.6.7 Presentación de resultados

Resultados de Nudos

ID Nudo	Demanda LPS	Altura m	Presión m
N1	0.00	51.46	9.46
N2	0.76	49.69	8.69
N3	0.69	48.00	5.00
N4	0.88	47.98	5.98
N5	0.56	49.94	10.94

Resultados de Líneas

ID Línea	Diámetro pulg	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit m/km	f
T1	2	1.49	0.61	7.60	0.022
T2	1 ½	0.73	0.47	6.32	0.025
T3	1 ½	0.05	0.03	0.04	0.042
T4	1 ½	0.83	0.53	7.90	0.024
T5	2	1.39	0.57	6.75	0.023
TAliment-PVC	3	2.89	0.55	4.20	0.023
TSalida-HG	3	2.89	0.61	10.02	0.042

4.7 Valoración ambiental

4.7.1 Marco legal

El Decreto 76-2006 establece 3 categorías ambientales que rigen el Sistema de Evaluación Ambiental en el país, de acuerdo a las incidencias que tienen los proyectos. Los Sistemas de Abastecimientos de Agua Potable quedan incluidos dentro de la Categoría III como Impactos Ambientales Moderados, apareciendo en el Capítulo IV, artículo 18, inciso 45, (Poder Ejecutivo, 2006): “Obra abastecimiento agua potable. Planta potabilizadora con **poblaciones mayores de cien mil (100,000) habitantes** y campos de pozos”. En este punto es importante tomar en consideración que los proyectos de Agua y Saneamiento Rural, no están

dentro de las 3 categorías ambientales que establece el Decreto, por consiguiente, y debido a que son proyectos de Bajo Impacto Ambiental Potencial, no requieren de Estudio de Impacto Ambiental, ni de Autorización Ambiental del MARENA. Para garantizar que el proyecto de Agua y Saneamiento Rural que se ejecuta en la comunidad sea ambientalmente sostenible, es necesario cumplir con el marco legal ambiental del país, coordinar acciones participativas y exigencias que en materia ambiental se deberán cumplir basadas en la prevención de impactos negativos al ambiente y precaución en caso que exista duda acerca de las consecuencias ambientales de una acción determinada y mitigación de daños ocasionados a la infraestructura. En los ANEXOS se presentan los requisitos básicos ambientales para proyectos de infraestructura de Agua y Saneamiento.

4.7.2 Valoración ambiental sin proyecto

A continuación, se presenta la valoración ambiental sin proyecto, la cual contiene la siguiente nomenclatura:

I: intensidad.

S: superficie.

R: recuperación.

D: duración.

A: población afectada.

P: promedio.

Con mayor impacto correspondiente al valor 1.

Tabla 52. Valoración ambiental sin proyecto

Causa	Efecto	Criterios					P
		I	S	R	D	A	
Quema	Afectación a la calidad del ambiente, la quema de basura genera humo que daña la calidad del aire al momento de hacer la quema.	3	3	3	3	3	3

Causa	Efecto	Criterios					P
		I	S	R	D	A	
Vertido de desechos	Las escorrentías vertidas a la calle de los desechos domésticos dañan tanto la calidad del aire que se respira en la comunidad como la estética de la misma.	3	3	3	3	3	3
Deforestación	Procesos de erosión, sedimentación, pérdida de especies de alto valor, daño al hábitat de la fauna.	2	2	2	2	1	2
	Disminución de la capacidad de almacenamiento de la cuenca.	1	2	2	2	1	2
Condiciones higiénico sanitarias y epidemiológicas	Las afecciones sanitarias que se producen son principalmente respiratorias, cardiovasculares, efectos sobre el rendimiento del trabajo y psicológicamente.	3	3	3	3	3	3
Deficiente acceso a educación y otros servicios básicos	Las alteraciones sobre la salud dependen en gran medida de los niveles de inmisión que se produzcan (medios o episódicos) y de las características de la población, especialmente la estructura de edades.	3	3	3	3	3	3
Vertidos directos de aguas contaminadas a fuentes superficiales. No tratamiento de aguas servidas	Contaminación de las aguas superficiales con repercusión en la salud y el ecosistema	3	3	2	2	2	2
Sobreexplotación de recursos hídricos	Disminución de las reservas	3	3	3	3	3	3
VALOR PROMEDIO DEL ESTADO ACTUAL DEL MEDIO							3

Fuente: *Elaboración propia*

Los efectos de la deforestación representan una situación riesgosa para la ejecución del proyecto, que afecta puntualmente el criterio de población, por lo que se proponen las medidas de mitigación pertinentes.

4.7.3 Valoración de impactos del proyecto

A continuación, se presenta la valoración de impactos del proyecto, la cual contiene la siguiente nomenclatura:

I: intensidad.

S: superficie.

R: recuperación.

D: duración.

A: población afectada.

P: promedio.

Con mayor impacto correspondiente al valor 1.

Tabla 53. Valoración de impactos del proyecto

Acción impactante	Efecto	Criterios					P
		I	S	R	D	A	
Zanjeo para: tubería y otros dispositivos del sistema	Emisión de gases y partículas	3	3	3	3	3	3
	Emisión de ruidos	3	3	3	3	3	3
	Destrucción de suelo vegetal	3	3	3	3	3	3
	Compactación del suelo	3	3	3	3	3	3
	Riesgo de inestabilidad en laderas	3	3	3	3	3	3
	Riesgo de erosión	3	3	3	3	3	3
Modificación de la Topografía, geomorfología y vegetación existentes en zonas de alto potencial paisajístico	Pérdida de la calidad paisajística	3	3	3	3	3	3
Modo y forma de ocupación y el empleo de la población	Alteraciones sobre la estructura demográfica estimulando la inmigración. El fenómeno de inmigración, tiende a incrementar los porcentajes de población joven-adulta	3	3	3	3	3	3
Sobre explotación de los recursos hídricos	Disminución de las reservas	2	2	2	2	1	2
VALOR PROMEDIO DEL ESTADO CON PROYECTO							3

Fuente: Elaboración propia

El efecto de la sobreexplotación de los recursos hídricos representa una situación riesgosa para la ejecución del proyecto, que afecta puntualmente el criterio de población, por lo que se proponen las medidas de mitigación pertinentes.

4.7.4 Plan de mitigación

A continuación, se presenta el plan de mitigación, el cual presenta las acciones impactantes más representativas, sus efectos, la medida de mitigación para reducir dichos efectos, la etapa del proyecto, el costo asociado y el responsable de efectuar las medidas de mitigación planteadas.

Tabla 54. Plan de mitigación

Acción	Efecto	Medida	Etapas	Costo	Responsable
Zanjeo para tubería y otros dispositivos del sistema	Emisión de gases y partículas	Riego continuo en la zona de zanjeo	Construcción	Indirecto de obra	Contratista
	Riesgo de erosión	Construir los dispositivos de concreto necesarios en las zonas de riesgo para evitar socavaciones y erosión	Construcción	Indirecto de obra	Contratista
Deforestación	Procesos de erosión, sedimentación, pérdida de especies de alto valor, daño al hábitat de la fauna. Disminución de la capacidad de almacenamiento de la cuenca.	Programa de reforestación y manejo de bosque con base en la cuenca. Programa de concientización y educación ambiental para evitar el avance de la frontera agrícola	Construcción y operación	C\$ 100,000	Comunidad
Sobre explotación de los recursos hídricos	Disminución de las reservas	Instalación de medidores para cada conexión.	Construcción	Indirecto	Contratista

Fuente: Elaboración propia

4.7.5 Plan de contingencias ante riesgos

Este plan se elabora para aquellos tipos de peligros tales como inundación, sismo, vulcanismo, deslizamiento de tierras, peligro de explosión e incendios u otros con valores de impacto 1 y 2. Las condiciones del sitio indican que el área del proyecto no es vulnerable, los sitios de emplazamiento de las obras propuestas no son peligrosos, que tienen muy bajo riesgo y buena calidad ambiental; pero, como medida preventiva es recomendable elaborar un plan ante riesgos.

Según (OPS, 2007): “Para la protección de los sistemas existentes, la construcción de nuevos sistemas o componentes, o su reconstrucción luego de ser afectados por un desastre, es importante determinar las amenazas y vulnerabilidades y después ejecutar las medidas de prevención o mitigación necesarias”. A continuación, se presenta un resumen de los aspectos más relevantes:

Tabla 55. Plan de contingencia ante riesgos

Componente	Impacto	Causa	Recomendación
Fuente	Contaminación del pozo con metales pesados o cambio de apariencia o sabor. Reducción de la cantidad de agua	Los sismos pueden variar el caudal de los pozos y aumentar su salinidad cuando se encuentran en zonas cercanas a la costa. El incremento de lluvias, generalmente las de gran magnitud producidas por huracanes o fenómenos como El Niño, aumenta	Tener en cuenta los cambios ocurridos en eventos anteriores. Vigilar periódicamente la calidad del agua.

Componente	Impacto	Causa	Recomendación
		<p>el agua que se infiltra.</p> <p>Las cenizas y otros materiales volcánicos pueden alterar la calidad de la fuente y aparecer contaminantes en el agua subterránea o en unidades de almacenamiento.</p> <p>Estos contaminantes, tales como metales pesados, pueden tener efectos tóxicos.</p>	
Captación	<p>Contaminación del agua dentro del pozo y de todo el componente; posible propagación de enfermedades.</p> <p>Daño en la estructura por el desmoronamiento de las paredes</p>	<p>Las inundaciones, producto de lluvias intensas, desbordes, huracanes y otros.</p> <p>El terreno alrededor del pozo se humedece, se satura de agua y pierde resistencia</p>	<p>La captación debe contar con tapas sanitarias herméticas para evitar el ingreso de cenizas, agua de escorrentía u otros contaminantes.</p> <p>Elevar la boca del pozo por lo menos 30 centímetros sobre el nivel máximo de inundación (NMI). Este nivel debe determinarse a partir de datos históricos de la zona afectada (es recomendable</p>

Componente	Impacto	Causa	Recomendación
			<p>adoptar el máximo nivel alcanzado por el agua, en un período de 50 años).</p> <p>Proteger la entrada del pozo mediante una losa de concreto y, como mínimo, incorporar una tapa sanitaria, desde la cual se realice la extracción del agua.</p> <p>Para evitar la erosión alrededor de la unidad, instalar una losa alrededor del pozo, la misma que facilite el drenaje de la zona circundante.</p>
Línea de conducción	<p>Rotura de tubería, fugas en las uniones o accesorios existentes.</p> <p>Fisuras en muros de las casetas de válvulas, estaciones de bombeo, etc., donde se tienen estos accesorios empotrados. Cuando esto sucede en las juntas impermeables (como a la salida de un reservorio), filtraciones al</p>	<p>Los sismos u otras actividades o el propio bombeo pueden causar vibraciones en la estructura y los accesorios.</p> <p>Asentamiento del terreno alrededor de la estructura, lo cual sucede por el humedecimiento y socavación debajo de los cimientos de la misma, por ejemplo, luego de una inundación.</p>	<p>Reemplazar el empotramiento de manera que no exista contacto directo entre el muro y la tubería, instalando niples concéntricos (generalmente de acero o hierro fundido).</p> <p>Cuando se requiera que la tubería atraviese el muro de manera impermeable, como a la salida de reservorios, cámara húmeda en las cajas</p>

Componente	Impacto	Causa	Recomendación
	<p>interior de la caja de válvulas que pueden llegar a inundarlas.</p> <p>Restricción o interrupción del servicio debido a roturas y fugas.</p>		<p>de captación y otras estructuras complementarias, tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:</p> <p>(1) En el vaciado o fundido de los muros incluir un niple de acero de mayor diámetro que la que atraviesa el muro, con elementos de sujeción soldados (paletas empotradas en el muro).</p> <p>(2) Rellenar el espacio vacío entre la tubería y el niple con juntas o sellador impermeable.</p> <p>(3) Para tuberías menores a 6" se recomienda utilizar como elementos de sujeción platinas incrustadas al niple.</p> <p>(4) Para diámetros mayores a 6" se recomienda utilizar una corona concéntrica soldada al niple y empotrados en la pared de la unidad.</p>
Estación de bombeo	Posible daño y colapso en los	El incremento de lluvias, por fenómenos	Construir una plataforma para instalar los equipos

Componente	Impacto	Causa	Recomendación
	<p>paneles de control y sistemas eléctricos.</p> <p>Suspensión del servicio de equipos de bombeo, paneles de control y otros elementos del sistema por largos períodos, cuando no se cuentan con las capacidades para repararlos a nivel local.</p> <p>Asentamiento de la unidad, daños en las válvulas y accesorios de ingreso. Fracturas y fisuras en las paredes de la unidad, que pueden causar filtraciones, humedecimiento del terreno y saturación del mismo.</p>	<p>mayores como tormentas, fenómeno de El Niño, entre otros, es responsable de las inundaciones que pueden afectar las estaciones y equipos de bombeo.</p> <p>La ubicación del equipo de bombeo, tableros de control y sistemas eléctricos, al descubierto y por debajo del nivel de inundación, hace que éstos sean afectados por el agua y el lodo.</p> <p>El escurrimiento de agua alrededor de la estructura, agravado por la deforestación (falta de cobertura vegetal) de laderas, intensifica la erosión y reduce la capacidad del terreno.</p> <p>La incorrecta descarga de la tubería de rebose y/o limpieza, cerca</p>	<p>de bombeo, paneles y otros, la cual debe encontrarse por lo menos 30 cm por encima del nivel máximo de inundación.</p> <p>Verificar que el ingreso de la caseta esté sobre el nivel máximo de inundación.</p> <p>Elevar la boca del pozo al nivel de la posición del equipo de bombeo, para evitar el ingreso de agua y lodo</p> <p>Instalar los controles eléctricos en un tablero elevado sobre el nivel máximo de inundación.</p> <p>Instalar cercos perimétricos a las unidades.</p> <p>Construir zanjas de recolección de agua de lluvia y escorrentía superficial.</p> <p>Evitar la descarga directa de la tubería de rebose y limpiar alrededor de la estructura. Se recomienda que</p>

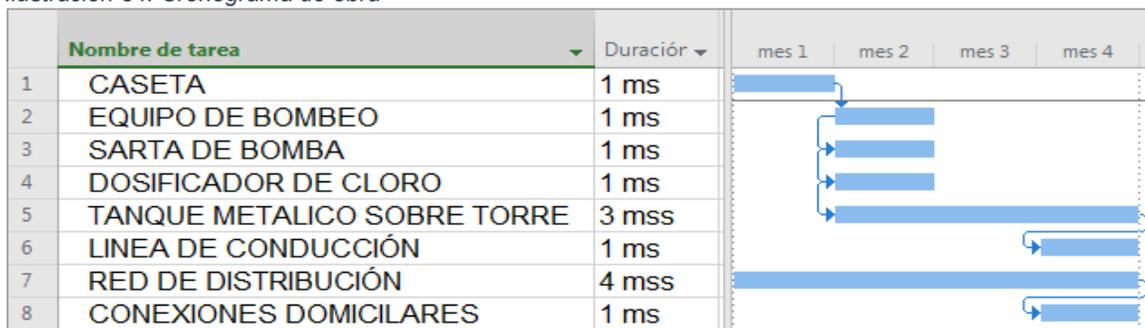
Componente	Impacto	Causa	Recomendación
		de la unidad en cuestión	<p>ésta descargue, junto con la tubería de limpieza, en una canaleta (por ejemplo: las zanjas de recolección del agua de lluvia) para luego evacuar el agua excedente en un canal, quebrada o curso de agua, de manera que no escurra por la superficie del terreno y cause problemas a la integridad de la estructura.</p> <p>Si se requiere modificar la pendiente del terreno para lograr una plataforma plana y estable, instalar estructuras de retención (gaviones, muros de concreto, otros) para dar estabilidad al talud y evitar que este material se deslice.</p>

Fuente: *Elaboración propia*

4.8 Propuesta de planos y presupuesto

La propuesta de planos se adjunta en ANEXOS, donde se presentan los diseños típicos para los componentes del sistema de abastecimiento de agua empezando con plano de topografía, hasta terminar con el tanque de acero elevado sobre torre y caseta de estación de bombeo típica. La hoja de alcances del presupuesto se construyó con referencia a (FISE, 2008) donde se expone el “Catálogo de Etapas y Sub-Etapas” incluyendo proyectos de sistema de agua potable. Las cantidades se estiman en base a los planos propuestos. Los costos unitarios para algunos conceptos fueron cotizados con expertos.

Ilustración 34. Cronograma de obra



Fuente: Elaboración propia

Tabla 56. Presupuesto estimado

EDT	Descripción	Ud	Cantidad	Precio Unit	Parcial	Total
1	PRELIMINARES					45,309.73
1.1	Limpieza inicial					
	Limpieza manual inicial	m ²	165.00	16.25	2,681.25	
1.2	Trazo y nivelación					
	Trazo de eje de tubería de agua potable (incl. Estacas de madera)	m	3,399.40	12.54	42,628.48	
2	LÍNEA DE IMPULSIÓN					22,317.70
2.1	Excavación para tubería					
	Excavación manual de zanja en terreno natural ancho de 0.50m a 1.00m	m ³	0.00	80.99	0.00	
2.2	Relleno y compactación					
	Relleno y compactación manual	m ³	0.00	72.67	0.00	
2.3	Prueba hidrostática					

EDT	Descripción	Ud	Cantidad	Precio Unit	Parcial	Total
	Prueba hidrostática (con bomba manual) en tubería diám.hasta 4", l= hasta300 m para proy. A. P	c/u	1.00	1,802.48	1,802.48	
2.4	Tubería de 2 1/2" de diámetro					
	Tubería de HG diám.=2 1/2" (CED40) (Incluye Mano de Obra, no incl. Excavación) (incl. Bloque de reacción)	m	13.30	627.48	8,345.48	
2.5	Válvulas y accesorios					
	Unión dresser de H°F°. Diam= 3"	c/u	1.00	2,245.01	2,245.01	
	Reductor concéntrico de hierro galvanizado de 3" x2"	c/u	1.00	440.86	440.86	
	Válvula de compuerta de bronce diam. = 3"	c/u	1.00	6,250.89	6,250.89	
	Codo de hierro galvanizado de 3"x45°	c/u	2.00	674.65	1,349.30	
	Codo de hierro galvanizado de 3"x90°	c/u	2.00	663.89	1,327.78	
	Bloque de reacción de concreto para accesorios menores a 6"	c/u	5.00	111.18	555.90	
3	RED DE DISTRIBUCIÓN					611,265.78
3.1	Excavación para tubería					
	Excavación manual de zanja en terreno natural ancho=de 0.50m a 1.00m	m³	2,028.84	80.99	164,315.75	
3.2	Relleno y compactación					
	Relleno y compactación manual	m³	2,028.84	72.67	147,435.80	
3.3	Prueba hidrostática					
	Prueba hidrostática (con bomba manual) en tubería diám.=hasta 4", l= hasta300 m para proy. A. P. 300 m para proy. A. P.	c/u	11.00	1,802.48	19,827.28	
3.4	Tubería de 2" de diámetro					
	Tubería de PVC diám.=2" (sdr-26) (no incl. Excavación)	m	3,381.40	70.42	238,118.19	
3.5	Tubería de 3" de diámetro					

EDT	Descripción	Ud	Cantidad	Precio Unit	Parcial	Total
	Tubería de HG diám.=3" (incluye Mano de Obra, no incl. Excavación) (incl. Bloque de reacción)	m	7.90	1,246.69	9,848.85	
3.6	Válvulas y accesorios					
	Unión dresser de H°F° Diam= 3"	c/u	1.00	2,245.01	2,245.01	
	Reductor concéntrico de hierro galvanizado de 3" x2"	c/u	1.00	440.86	440.86	
	Codo liso PVC diám.= 2" x 90°(s40)	c/u	5.00	72.70	363.50	
	Tee lisa de PVC diam=2" (s40)	c/u	18.00	272.70	4,908.60	
	Cruz lisa de PVC de 2" x 2"	c/u	9.00	151.64	1,364.76	
	Tapón hembra liso de PVC diam = 2" (s40)	c/u	8.00	40.71	325.68	
	Válvula de compuerta de bronce diam. = 3"	c/u	2.00	6,250.89	12,501.78	
	Codo de hierro galvanizado de 3"x45°	c/u	2.00	674.65	1,349.30	
	Codo de hierro galvanizado de 3"x90°	c/u	1.00	663.89	663.89	
	Tee de hierro galvanizado de 3" x 3"	c/u	2.00	665.21	1,330.42	
	Bloque de reacción de concreto para accesorios menores a 6"	c/u	44.00	127.86	5,625.84	
	Válvula de limpieza de bronce diám. = 1½" con 1mtubo hierro 1½ (inc. Excavación y bloque de reacción)	c/u	1.00	600.27	600.27	
4	TANQUE DE ALMACENAMIENTO					806,386.78
4.1	Movimiento de tierra para tanque					
	Corte manual de terreno	m³	79.20	103.10	8,165.52	
	Mezcla manual de suelo cemento proporción 1:10 (c:s) (1 de cemento y 10 de suelo)	m³	25.20	1,215.94	30,641.69	
4.2	Tanque metálico sobre torre					
	Concreto de 3,000 psi (mezclado a mano)	m³	17.53	4,061.20	71,192.84	
	Hierro (en varillas) corrugado (grado 40) diám. <= al no. 4	lb	1,060.71	20.66	21,914.36	

EDT	Descripción	Ud	Cantidad	Precio Unit	Parcial	Total
	Hierro (en varillas) corrugado (grado 40) diám. >= al no. 4	lb	1,353.33	21.29	28,812.47	
	Formaleta para columna (área de contacto)	m ²	3.07	331.24	1,017.57	
	Formaleta para vigas	m ²	4.50	401.28	1,805.76	
	Formaleta para fundaciones	m ²	11.52	321.07	3,698.73	
	Piqueteo total en concreto fresco	m ²	113.40	26.01	2,949.53	
	Repello corriente	m ²	113.40	131.29	14,888.29	
	Fino arenillado	m ²	113.40	120.32	13,644.29	
	Tanque de acero cap=34.91m ³ sobre torre h=7.70m completo	Glb	1.00	598,378.19	598,378.19	
4.3	Cercas perimetrales y portones					
	Cerco (a) de alambre de púas cal. 13, 7 hiladas c/poste de madera rústica a/c 2.50 m	m	52.00	167.64	8,717.28	
	Puerta de marco de madera blanca y forro de alambre de púas cal. # 13½	c/u	1.00	560.26	560.26	
5	FUENTE Y OBRA DE TOMA					313,457.13
5.1	Pozo perforado					
	Bacteriológico (coliforme fecal, total y termo tolerante), fisicoquímico (turbidez, pH, conductividad, std, color verdadero, calcio, magnesio, sodio, cloruros, nitratos, nitritos, sulfatos, carbonatos, bicarbonatos, dureza total, alcalinidad, sílice, hierro, fluoruros, balance iónico), metales pesado (arsénico, cadmio, cobre, mercurio, plomo y cianuro) en pozo perforado	Gbl	1.00	9,637.14	9,637.14	
5.2	Estación de bombeo					
	Bomba c/motor sumergible de 3 hp, q=85 gpm, ctd=70', 1/60/230 v + control	Gbl	1.00	30,538.41	30,538.41	

EDT	Descripción	Ud	Cantidad	Precio Unit	Parcial	Total
	Tubería de HG diám.=3" (CED40) (incluye Mano de Obra, no incl. Excavación) (incl. Bloque de reacción)	m	9.65	1,246.50	12,028.73	
	Panel monofásico 4 espacios, 120/240 voltios, barra de 125 amperios	c/u	1.00	1,828.56	1,828.56	
	Cable sumergible #10x3	pie	140.00	176.12	24,656.80	
	Arrancador magnético directo (a tensión completa) p/motor de 3 hp, 1/60/230 v con sus protecciones	c/u	1.00	30,323.80	30,323.80	
	Clorador (dosificador de cloro de 12 gpd, 80 psi con bomba de dosificador elect. 50 gls)	c/u	1.00	8,440.97	8,440.97	
	Sarta de hierro galvanizado + válvulas diám. = 2" (incluye medidor maestro) para equipo de bombeo.	Gbl	1.00	61,484.14	61,484.14	
5.3	Caseta de control					
	Caseta de mampostería confinada +cubierta techo zinc, a= 3.95 mx2.85m p/cloración y controles electric	Gbl	1.00	134,518.58	134,518.58	
6	CONEXIONES					309,884.00
6.1	Conexiones intradomiciliarias					
	Tee reducida lisa sch-40 PVC diám.= 2" x 1/2".	c/u	150.00	59.95	8,992.50	
	Tapón hembra liso de PVC diam = 1/2" (s40)	c/u	50.00	8.75	437.50	
	Válvula (o llave) de chorro de bronce diam= 1/2" con pedestal de concreto de 2500 psi y tubo hg de 1/2" x 1.5m + 2 codo H°G° 1/2" x90°+ adapt PVC macho de 1/2"	c/u	100.00	922.21	92,221.00	
6.2	Instalación de válvulas					
	Válvula (o llave) de pase de bronce de bola diám. = 1/2"	c/u	100.00	512.69	51,269.00	
6.3	Tubería de 1/2" de diámetro					

EDT	Descripción	Ud	Cantidad	Precio Unit	Parcial	Total
	Tubería de PVC diám.=1/2" (sdr-13.5) (no incl. Excavación)	m	100.00	19.52	1,952.00	
6.4	Protectores de válvula					
	Caja prefabricada de concreto para medidor de agua potable para uso domiciliar.	c/u	100.00	487.23	48,723.00	
6.5	Medidores de agua potable					
	Medidor de agua potable diám.=1/2" para conexión domiciliar	c/u	100.00	1,062.89	106,289.00	
7	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA					46,787.43
7.1	Limpieza final					
	Limpieza manual final	m ²	2,665.00	15.34	40,881.10	
7.2	Placa conmemorativa					
	Pedestal de concreto de 2500 psi ref. Para placa conmemorativa	c/u	1.00	2,209.87	2,209.87	
	Placa conmemorativa de aluminio de 0.65m x 0.42m	c/u	1.00	3,696.46	3,696.46	
	PRECIO TOTAL					2,155,408.55

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

1. Se realizó una breve descripción socioeconómica caracterizando a esta pequeña comunidad en sus aspectos más relevantes.

Se realizó censo poblacional para las viviendas del sector en estudio dando como resultado una tasa de crecimiento geométrico calculada en 3.28%.

La proyección de la población se realizó satisfactoriamente siendo estimada en 820 personas para la población en general y 725 para población de sitios públicos para 20 años de período de diseño; siendo la comunidad capaz de absorber el crecimiento a través de lotes vacíos actualmente en el área de estudio.

El consumo promedio diario varía desde 0.61 lps en el año 2,017 hasta 1.15 lps en el año 2,037. El consumo máximo diario tiene un valor inicial de 0.91 lps en el año 2,017 incrementándose a 1.73 lps en el año 2,037. El consumo máximo horario aumenta desde 1.51 lps en 2,017 hasta 2.89 lps en el año 2,037. El volumen de almacenamiento varía de 18.31 m³ en el año 2,017 a 34.91 m³ en el año 2,037.

2. Se presentaron los resultados de estudios previos al diseño correspondientes a topografía, ensayos de bombeo y calidad del agua. El ensayo de bombeo refleja que la fuente posee la capacidad de producción suficiente para abastecer los próximos 20 años; al mismo tiempo, el ensayo de calidad del agua evidencia características físico-químicas aceptables.
3. El diseño del sistema de abastecimiento de agua para la comunidad Nuevos Horizontes fue realizado bajo una topografía sumamente plana con características envidiables, ya que esta población está ubicada en una zona privilegiada entre las dos fuentes de agua superficial más grandes del

país (lagos Cocibolca y Xolotlán) con acuíferos abundantes en toda la zona, razón por la cual la fuente de abastecimiento o pozo a explotar queda en el centro de la propia comunidad, traduciéndose en una inversión relativamente menor en línea de conducción y estación de bombeo.

4. El análisis hidráulico se realizó con hojas de cálculo y modulación en EPANET dando como resultado variaciones por debajo del 1% (en su mayoría) entre ambas metodologías; basándose en la normativa rural y citando en algunos casos la normativa urbana.

Es posible el uso de la ecuación de Swamee-Jain como valor semilla en el proceso iterativo de punto fijo para estimar con mayor exactitud el factor de fricción a través de una metodología de análisis numérico para la posterior incorporación en el cálculo de pérdida de carga con la ecuación de Darcy-Weisbach.

A pesar de que el cálculo de la bomba y motor arrojará una potencia cercana a 1.00HP, en el presupuesto se establece una bomba con motor sumergible de 3HP por recomendaciones técnicas de Richard Membreño de TECNORIEGOS S.A.

5. Los proyectos de Agua y Saneamiento Rural, no están dentro de las 3 categorías ambientales que establece el Decreto 76-2006, por consiguiente, y debido a que son proyectos de Bajo Impacto Ambiental Potencial, no requieren de Estudio de Impacto Ambiental, ni de Autorización Ambiental del MARENA.
6. Los planos constructivos, fueron la base para el cálculo de las cantidades de obra y el correspondiente presupuesto que ronda los C\$ 2,2 millones.

RECOMENDACIONES

1. Según las condiciones sociales para conexiones domiciliarias, deberá realizarse una campaña educativa a la comunidad en cuanto al uso y ahorro del agua y protección del sistema, ya que cada llave quedará dentro de cada casa.
2. Antes de poner en explotación el pozo, es recomendable realizar desinfección del mismo con hipoclorito de sodio y/o calcio.

Evitar construir letrinas en las cercanías del pozo, en una distancia de 50 metros a la redonda.

3. No hay recomendaciones correspondientes al objetivo 3.
4. Mantener las ecuaciones racionales y físicamente basadas como es el caso de Darcy-Weisbach en conjunto con Colebrook-White para el cálculo de las pérdidas por fricción en tuberías, ya que esta no tiene limitación alguna, además de que su formulación está basada en la física clásica, tal como lo expone y señala rotundamente (Saldarriaga, 2007).

Realizar análisis en período extendido, en la medida de lo posible, con patrones de consumo que reflejen información real y de calidad para nuestro país. De esta manera sería posible el estudio de coeficientes de regularización de consumo más apegados a la realidad.

Se recomienda el uso de válvulas de limpieza en las zonas más bajas de la red, principalmente en el nodo (N4) que corresponde al punto más bajo para drenar el tramo (T3) el cual presentó velocidades bajas.

5. Reforestar zona del pozo, con árboles de rápido crecimiento en 200 metros a la redonda.

Implementar un plan de protección de cuenca que abarque: campaña en contra del despale, vertidos de desecho a subsuelo como puede ser químicos, subproductos de fábricas y desechos orgánicos e inorgánicos de fábricas avícolas y camaroneras y otras de la zona.

6. Se recomienda el diseño estructural para garantizar la resistencia, rigidez y estabilidad de las obras propuestas en los planos.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguilar, P. (2007). *Apuntes sobre el Curso de Ingeniería Sanitaria I*. Guatemala.
2. Alcaldía de Tipitapa. (2010). *Ficha Municipal*. Tipitapa.
3. Arocha, S. (1977). *Abastecimientos de Agua: Tería y Diseño* (Segunda ed.). Caracas.
4. Baca, G. (2007). *Fundamentos de Ingeniería Económica* (Cuarta ed.). México: McGRAW-HILL.
5. Barrera, M. (2011). *Diseño del Sistema de Agua Potable por Gravedad y Bombeo en la Aldea Joconal y Escuela Primaria en la Aldea Campanario Progreso, Municipio de la Unión, Departamento de Zacapa*. Guatemala.
6. Çengel, Y., & Cimbala, J. (2006). *Mecánica de Fluidos: Fundamentos y Aplicaciones*. México: McGRAW HILL.
7. Chapra, S., & Canale, R. (2007). *Métodos Numéricos para Ingenieros* (Quinta ed.). México: McGRAW-HILL.
8. Chereque, W. (1987). *Mecánica de Fluidos*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
9. CONAGUA. (2015). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. México.
10. CRANE VALVES. (2001). *Flujo de Fluidos en Válvulas, Accesorios y Tuberías*. México: McGRAW-HILL.
11. DURALON. (2015). *Criterios de Diseño para Redes de Agua Potable Empleando Tubería de PVC*. México.
12. ENACAL. (27 de Octubre de 2016). *Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados Sanitarios*. Obtenido de <http://www.enacal.com.ni/informacion/Wc3ab774abf490.htm>
13. FISE. (2008). *Catálogo de Etapas y Sub-Etapas*. Managua.
14. FISE. (2011). *Cartilla de Operación y Mantenimiento de Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE)*. Managua.

15. Franzini, J., & Finnemore, J. (1999). *Mecánica de Fluidos con Aplicaciones en Ingeniería*. Madrid: McGRAW HILL.
16. García, E. (2008). *Manual de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento en Poblaciones Rurales*. Lima.
17. Giles, R., Evett, J., & Liu, C. (1994). *Mecánica de los Fluidos e Hidráulica*. Madrid: McGRAW HILL.
18. GRUNDFOS. (2004). *Manual de Bombeo*. Bjerringbro.
19. Heras, S. d. (2011). *Fluidos, Bombas e Instalaciones Hidráulicas*. Barcelona: Oficina de Publicacions Acadèmiques Digitals Universitat Politècnica de Catalunya.
20. Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. d. (2010). *Metodología de la Investigación* (Quinta ed.). México D.F.: McGraw-Hill.
21. INAA. (1999). *NTON 09-001-99: Normas de Diseño de Abastecimiento de Agua en el Medio Rural*. Managua.
22. INAA. (1999). *NTON 09-003-99: Normas para el Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización de las Aguas*. Managua.
23. INE. (2 de Agosto de 2017). *Tarifas actualizadas a entrar en vigencia el 1 de agosto de 2017*. Obtenido de Página Web Instituto Nicaragüense de Energía: <http://www.ine.gob.ni>
24. INIDE. (2008). *Tipitapa en cifras. Instituto Nacional de Información de Desarrollo*. Managua.
25. INIFOM. (s.f.). *Caracterización del Municipio de Tipitapa*. Tipitapa.
26. Jiménez, J. (2012). *Manual para el Diseño de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario*. México.
27. Jiménez, J., Ortiz, A., Castillo, E., Romero, R., & Godos, R. (2013). *Manual de Apuntes de la Experiencia Educativa de Tuberías y Canales*. México.
28. Lanza, N. (2012). *Texto de ejercicios resueltos de hidráulica 2*. Managua.
29. Loáisiga, H. (2010). *Material de Clase: Ingeniería Sanitaria I*. Estelí.
30. López Cualla, R. A. (2003). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

31. López, L. (2004). *Manual de Hidráulica*. Valencia: Publicaciones de la Universidad de Alicante.
32. Magne, F. (2008). *Abastecimiento, Diseño y Construcción de Sistemas de Agua Potable Modernizando el Aprendizaje y Enseñanza de la Asignatura de Ingeniería Sanitaria I*. Cochabamba.
33. Mataix, C. (1993). *Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas*. Madrid: Ediciones del Castillo.
34. MMAYA. (2004). *NB 689: Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable*. La Paz.
35. MMAYA. (2004). *NB 689: Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable*. La Paz.
36. Montenegro, J., & Latino, J. (2010). *Diseño de Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE), en la comunidad Santa Teresa, municipio de Condega, departamento de Estelí*. Estelí.
37. Mott, R. (1996). *Mecánica de Fluidos Aplicada*. México: PEARSON EDUCATION.
38. Mott, R. (2006). *Mecánica de Fluidos*. México: PEARSON EDUCATION.
39. Munson, B., Young, D., & Okiishi, T. (1999). *Fundamentos de Mecánica de Fluidos*. México: LIMUSA.
40. Navarro, S. (2013). *Orientaciones de Trabajo de Fin de Curso. Metodología de investigación*. Estelí.
41. Nekrasov, B. (1968). *Hidráulica*. Moscú: MIR MOSCÚ.
42. NITLAPAN. (2009). *Agua para todos: un derecho lejos de ser una realidad. Programa de servicios legales rurales, 2-3*.
43. OPS. (2005). *Guía para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable*. Lima.
44. OPS. (2005). *Guía para el Diseño de Redes de Distribución en Sistemas Rurales de Abastecimiento de Agua*. Lima.
45. OPS. (2007). *¿Cómo reducir el impacto de los desastres en los sistemas de agua y saneamiento rural?* Quito.

46. Palacios, Á. (2004). *Acueductos, Cloacas y Drenajes: Criterios para el Diseño Hidráulico de Instalaciones Sanitarias en Desarrollos Urbanos*. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil.
47. Pérez, F. (2011). *Abastecimiento de Aguas. Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales, Puertos y Minas*. Madrid.
48. Pérez, R., Fuertes, V., García, F., López, G., Iglesias, P., López, A., . . . Díaz, J. (2003). *Ingeniería Hidráulica en los Abastecimientos de Agua*. Valencia.
49. Poder Ejecutivo. (2006). *Decreto N°: 76-2006. Sistema de Evaluación Ambiental*. Managua.
50. Potter, M., & Wiggert, D. (2011). *Mecánica de Fluidos*. Washington: THOMSON.
51. Rocha, A. (s.f.). *Hidráulica de Tuberías y Canales*.
52. Rodríguez, P. (2001). *Abastecimiento de Agua. Instituto Tecnológico de Oaxaca*. México D.F.
53. Rossman, L. (1997). *Manual de usuario EPANET versión 2.0 vE. Traducción Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos Universidad Politécnica de Valencia*. Cincinnati.
54. Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de tuberías. Abastecimiento de agua, redes, riego*. Bogotá: Alfaomega.
55. Sotelo, G. (1997). *Hidráulica General*. México: LIMUSA.
56. Streeter, V., Wylie, B., & Bedford, K. (2000). *Mecánica de Fluidos*. Bogotá: MCGRAW HILL.
57. Tercero, S. (1978). *Manual de Diseño de Sistemas de Agua Potable*. Managua: DENACAL.
58. Valdez, E. (1994). *Abastecimiento de Agua Potable* (Cuarta ed.). México.
59. VIERENDEL. (2009). *Abastecimiento de Agua y Alcantarillado* (Cuarta ed.). Lima.

60. Zamora, S. (2007). *Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y Edificación Escolar para la Comunidad Santo Domingo Peña Blanca, Siquinalá, Escuintla*. Guatemala.
61. Zamora, Y. (2010). *Proyecciones de consumo*. León, Nicaragua.

ANEXOS

CONTENIDO DEL ANEXO

ANEXO 1. Parámetros de calidad del agua	i
ANEXO 2. Informe de Pozo Perforado en 2,012	vii
ANEXO 3. Pruebas de calidad del agua.....	viii
ANEXO 4. Análisis del ensayo de bombeo	xii
ANEXO 5. Curva característica de bomba.....	xvi
ANEXO 6. Dimensiones de los atraques	xvii
ANEXO 7. Dimensiones de zanjas	xviii
ANEXO 8. Unidades de medida en EPANET	xix
ANEXO 9. Requisitos Ambientales Proyectos de Agua y Saneamiento ...	xx
ANEXO 10. Tarifa energética según INE.....	xxiii
ANEXO 11. Dimensiones de tuberías	xxiv
ANEXO 12. Propuesta de planos	xxv

ANEXO 1. Parámetros de calidad del agua

TABLA – 1

PARAMETROS BACTERIOLOGICOS (a)

ORIGEN	PARAMETROS (b)	VALOR RECOMENDADO	VALOR MAX. ADMISIBLE	OBSERVACIONES
A. - todo tipo de Agua de bebida	Coliforme Fecal	Negativo	Negativo	
B.- Agua que entra Al sistema de Distribución	Coliforme Fecal	Negativo	Negativo	
	Coliforme Total	Negativo	≤ 4	En muestra no consecutivas
C.- Agua en el Sist. de distribución. detectado	Coliforme Total	Negativo	≤ 4	En muestraspuntuales No debe ser
	Coliforme Fecal muestras	Negativo	Negativo	En el 95% de las Anuales (c).

- a) NMP/100 ml, en caso de análisis por tubos múltiples o colonias/100 ml en el caso de análisis por el método de membranas filtrantes. El indicador bacteriológico mas preciso de contaminación fecal es la E. Coli. La bacteria Coliforme Total no es un indicador aceptable de la calidad sanitaria de acueductos rurales, particularmente en áreas tropicales donde muchas bacteria sin significado sanitario se encuentran en la mayoría de acueductos sin tratamiento.
- b) En los análisis de control de calidad se determina la presencia de coliformes totales. En caso de detectarse una muestra positiva se procede al muestreo y se investiga la presencia de Coliforme Fecal. Si el remuestreo da resultados negativos, no se toma en consideración las muestras adicionales, recolectadas cuando se intensifican las actividades de inspección sanitaria, no deben ser consideradas para la valoración anual de calidad.
- c) En los sistemas donde se recolectan menos de 20 muestras, al año, el porcentaje de muestras negativas debe ser ≥90%

Fuente: (INAA, 1999)

TABLA – 2
PARAMETROS ORGANOLEPTICOS

PARAMETRO MAXIMO	UNIDAD	VALOR	VALOR
		RECOMENDADO	ADMISIBLE
Color Verdadero	mg/l (pt-Co)	1	15
Turbiedad	UNT	1	5
Olor	Factor dilución	0	2 a 12°C 3 a 25° C
Sabor	Factor dilución	0	2 a 12°C 3 a 25° C

TABLA – 3
PARAMETROS FISICO – QUIMICO

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR RECOMENDADO	VALOR MAXIMO ADMISIBLE
Temperatura	°C	18 a 30	
Concentración iones Hidrógeno	Valor pH	6.5 a 8.5 (a)	
Cloro residual	mg/l	0.5 a 1.0 (b)	(c)
Cloruros	mg/l	25	250
Conductividad	us/cm	400	
Dureza	mg/l CaCO ₃	400	
Sulfatos	mg/l	25	250
Aluminio	mg/l		0.2
Calcio	mg/l CaCO ₃	100	
Cobre	mg/l	1	2.0
Magnesio	mg/l CaCO ₃	30	50
Sodio	mg/l	25	200
Potasio	mg/l		10
Sol. Tot. Dis.	mg/l		1000
Zinc.	mg/l		3.0

a) Las aguas deben ser estabilizadas de manera que no produzcan efectos corrosivos ni incrustantes en las tuberías.

b) Cloro residual libre.

c) 5 mg/l en casos especiales para proteger a la población de brotes epidémicos.

Fuente: (INAA, 1999)

TABLA – 4

4. PARAMETROS PARA SUSTANCIAS NO DESEADAS

PARAMETROS	UNIDAD	VALOR RECOMENDADO	VALOR MAXIMO ADMISIBLE
Nitrato – NO ⁻¹ ₃	mg/l	25	45
Nitritos – NO ⁻¹ ₂	mg/l	0.1	1
Amonio	mg/l	0.05	0.5
Hierro	mg/l		0.3
Manganeso	mg/l	0.1	0.5
Fluoruro	mg/l		0.7 – 1.5
Sulfuro Hidrógeno	mg/l		0.05

TABLAS – 5

PARAMETROS PARA SUSTANCIAS INORGANICAS DE SIGNIFICADO PARA LA SALUD

PARAMETROS	UNIDAD	VALOR MAXIMO ADMISIBLE
Arsénico	mg/l	0.01
Cadmio	mg/l	0.05
Cianuro	mg/l	0.05
Cromo	mg/l	0.05
Mercurio	mg/l	0.001
Niquel	mg/l	0.05
Plomo	mg/l	0.01
Antimonio	mg/l	0.05
Selenio	mg/l	0.01

Fuente: (INAA, 1999)

TABLA - 6
PARAMETROS PARA SUSTANCIAS ORGANICAS DE SIGNIFICADO PARA LA SALUD,
EXCEPTO PLAGUICIDAS.

PARAMETROS	VALOR MAXIMO ADMISIBLE ($\mu\text{g/l}$)
I. Alcanos Clorados	
Tetracloruro de Carbono	2
Diclorometano	20
1,1-dicloroetano	
1,2-dicloroetano	30
1,1,1-tricloroetano	2000
II. Etenos Clorados	
Cloruro de vinilo	5
1,1- dicloroetano	30
1,2- dicloroetano	50
Tricloroetano	70
Tetracloroetano	40
III. Hidrocarburos Aromáticos	
Tolueno	700
Xilenos	500
Etilbenceno	300
Estireno	20
Benzo - alfa - pireno	0.7
IV. Bencenos Clorados	
Monodlorobenceno	300
1,2-diclorobenceno	1000
1,3-diclorobenceno	
1,4-diclorobenceno	300
Triclorobencenos	20
Otros Compuestos Orgánicos	
Di adipato (2-etilhexil)	80
Di (2-etilhexil) ftalato	8
Acrilamida	0.5
Epiclorohidrina	0.4
Hexaclorobutadieno	0.5
EDTA	200
Acido nitriloacético	200
Dialkiltinos	
Oxido de tributilestaño	2
Hidrocarburos policiclicos aromáticos totales	0.2
Befinilos policlorados totales	0.5

Fuente: (INAA, 1999)

TABLA – 7**PARAMETROS PARA PESTICIDAS**

PARAMETROS	VALOR MAXIMO ADMISIBLE ($\mu\text{g/l}$)
Alacloro	20
Aldicarb	10
Aldrin/dieldrin	0.03
Atracina	2
Bentazona	30
Camofurano	5
Clordano	0.2
DDT	2
1,2-dibromo-3,3-cloropropano	1
2,4-D	30
1,2-dicloropropano	20
1,3-dicloropropano	20
Heptacloro y hemptacloroepóxido	0.03
Isoproturon	9
Lindano	2
MCPA	2
Metoxicloro	20
Metolacloro	10
Molinal	6
Pendimetalina	20
Pentaclorofenol	9
Permitrina	20
Propanil	20
Pyridad	100
Simazin	2
Triflurenilo	20
Didloroprop	100
2,4-DB	100
2,4,5-T	9
Silvex	9
Mecoprop	10

Fuente: (INAA, 1999)

TABLA – 8

PARAMETROS PARA DESINFECTANTES Y SUBPRODUCTOS DE LA DESINFECCION

PARAMETROS	VALOR MAXIMO ADMISIBLE (µg/l)
a- Desinfectantes	
Monocloramina	4000
b- Subproductos de la Desinfección	
Bromato	25
Clorito	200
Clorato	
<u>Clorofenoles</u>	
2- clorofenol	
2,4-diclorofenol	
2,4,6-triclorofenol	200
formaldehido	900
<u>Trihalometanos</u>	
Bromoformo	100
Dibromoclorometano	100
Bromodichlorometano	60
Cloroformo	200
<u>Acidos Acéticos Clorados</u>	
ác. Monocloroacético	
ác. Dicloraacético	50
ác. Tricloroacetico	100
tricloroacetaldehido/cloralhidrato	100
cloropropanonas	
V. Haloacetonitrilos	
Dicloroacetonitrilo	90
Dibromoacetonitrilo	100
Bromocloroacetonitrilo	
Tricloroacetonitrilo	1
Cloruro de Cianógeno (como CN-)	70

Fuente: (INAA, 1999)

ANEXO 3. Pruebas de calidad del agua



LAQUISA
Teléfono Oficina
2310-2583/8854-2550

LABORATORIOS QUIMICOS, S. A. LAQUISA

INFORME DE ANÁLISIS

Cliente: American Nicaraguan Foundation ANF
Dirección: Km 17 1/2 Carretera Nueva a León- Managua
Nombre muestra: Fuente agua de Pozo perforado,
Descripción muestra: Agua

Lugar muestreo: Comunidad: Nuevo Horizonte
Munic./Depto.: Tipitapa-Managua
Fecha muestreo:

Fecha ingreso: 25/02/2016
Ref. laboratorio: Ag-0226-16
Número de muestreo:

Fecha informe: 07/03/2016
Muestreado por: Cliente

Análisis	Unidad	Resultado
Sodio	mg/l	103.79
Potasio	mg/l	7.34
Calcio	mg/l	2.33
Magnesio	mg/l	<0.47
Carbonatos	mg/l	26.03
Bicarbonatos	mg/l	177.88
Sulfatos	mg/l	17.65
Cloruros	mg/l	21.74
Nitritos	mg/l	<0.005
Nitratos	mg/l	1.40
Fosfatos	mg/l	0.31
Dureza Como Carbonato de Calcio	mg/l	6.68
Fluoruros	mg/l	1.06

*LAQUISA, es responsable de la exactitud de los resultados de la muestra recibida.
Para la reproducción de este informe deberá haber un escrito autorizado por LAQUISA*

Lic. Félix Antonio Ajón Cantillo

Responsable Técnico



Lic. Augusto César Téllez Alvarado

Analista

Km. 83, Carretera León - Managua
Apartado 154 - E-mail: laquisa@gmail.com
León, Nicaragua

Página 1 de 3



LAQUISA
Teléfono Oficina
2310-2583/8854-2550

LABORATORIOS QUIMICOS, S. A. LAQUISA



INFORME DE ANÁLISIS

Cliente: American Nicaraguan Foundation ANF
Dirección: Km 17 1/2 Carretera Nueva a León- Managua
Nombre muestra: Fuente agua de Pozo perforado.
Descripción muestra: Agua

Lugar muestreo: Comunidad: Nuevo Horizonte
Munic./Depto.: Tipitapa-Managua
Fecha muestreo:

Fecha ingreso: 25/02/2016
Ref. laboratorio: Ag-0226-16
Número de muestreo:

Fecha informe: 07/03/2016
Muestreado por: Cliente

Análisis	Método de referencia	Unidad	Resultado
pH	* SME:WW 4500-H-B.	-	8.89
Conductividad Eléctrica	* SME:WW 2510B.	µS/cm	491.00

LAQUISA es responsable de la exactitud de los resultados de la muestra recibida.
Para la reproducción de este informe deberá haber un escrito autorizado por LAQUISA
NOTA: * Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, Edición 22

Lic. Félix Antonio Jirón Cantillo

Responsable Técnico



Lic. Augusto César Téllez Alvarado

Analista

* Los ensayos dentro del alcance de la acreditación son pH, Conductividad Eléctrica, Cianuro y Cobalto en Agua de Origen Natural

Página 2 de 3

Km. 83, Carretera León - Managua
Apartado 154 - E-mail: laquisa@gmail.com
León, Nicaragua



LAQUISA
Teléfono Oficina
2310-2583/8854-2550

LABORATORIOS QUIMICOS, S. A. LAQUISA

INFORME DE ANÁLISIS

Ciente: American Nicaraguan Foundation ANF
Dirección: Km 17 1/2 Carretera Nueva a León- Managua
Nombre muestra: Fuente agua de Pozo perforado,
Descripción muestra: Agua

Fecha ingreso: 25/02/2016
Ref. laboratorio: Ba-0226-16
Número de muestreo:

Lugar muestreo: Comunidad: Nuevo Horizonte
Munic./Depto.: Tipitapa-Managua
Fecha muestreo: 01/03/2016

Fecha informe: 01/03/2016
Muestreado por: Cliente

Análisis	Unidad	Resultado
Coliformes Totales	NMP/100ml	0
Coliformes Fecales	NMP/100ml	0

*LAQUISA es responsable de la exactitud de los resultados de la muestra recibida.
Para la reproducción de este informe deberá haber un escrito autorizado por LAQUISA*

Lic. Félix Antonio Arón Cantillo

Responsable Técnico



Lic. Augusto César Téllez Alvarado

Analista

Km. 83, Carretera León - Managua
Apartado 154 - E-mail: laquisa@gmail.com
León, Nicaragua

Página 3 de 3

INFORME DE ANÁLISIS

Cliente: American Nicaraguan Foundation ANF
Dirección: Km 17 1/2 Carretera Nueva a León
Nombre muestra: Fuente Agua de Pozo Perforado
Descripción muestra: Agua

Lugar muestreo: Comunidad: Nuevo Horizonte
Munic./Depto.: Tipitapa/Managua
Fecha muestreo:

Fecha ingreso: 18/03/2016
Ref. laboratorio: Ag-0373-16
Número de muestreo:

Fecha informe: 21/03/2016
Muestreado por: Cliente

Análisis	Unidad	Resultado
Temperatura	°C	25.5
Turbidez	UNT	0.65
Alcalinidad	mg/l	191.60
Dureza Total	mg/l	<0.41
Hierro	mg/l	<0.06
Manganeso	mg/l	<0.02
Arsénico	mg/l	0.011

*LAQUISA, es responsable de la exactitud de los resultados de la muestra recibida.
Para la reproducción de este informe deberá haber un escrito autorizado por LAQUISA*



Lic. Benito Zapata Amaya
Gerente General

Lic. Indiana Lucia Acosta López
Responsable de Agua

Página 1 de 1

Carretera León - Managua Km. 83
Apartado 154 - León, Nicaragua
laquisa@gmail.com

ANEXO 4. Análisis del ensayo de bombeo

A. INTRODUCCIÓN

El presente documento contiene el informe de prueba de bombeo de pozo ubicado en las siguientes coordenadas N 603979.192m, O 1347353.325m, con una elevación 44.15msnm que será utilizado para uso en sistema de agua potable MABE. El pozo se perforó en el año 2012. La profundidad del pozo es de 168 pies.

Este pozo mediante la prueba de air lift presentó un caudal preliminar de 100 galones por minuto (gpm), con nivel estático del agua (NEA) 1.19m. El 23 de febrero del 2016 se ejecutó la prueba de bombeo. El rendimiento del pozo supera los 150 gpm. Fueron tomados algunos datos físicos del agua: $T = 260^{\circ} C$; Nivel piezómetro 5.5 m capa de saturación 19.8m. La principal limitación enfrentada durante la ejecución de la perforación fueron los derrumbes ocasionados en la parte superior del pozo.

B. OBJETIVOS Y ALCANCES

B.1 Objetivo general

Dotar de información de técnica del caudal de pozo y cálculo de niveles dinámico para la instalación de equipo de bombeo para el proyecto MABE.

B.2 Objetivo específico

Ejecutar prueba de bombeo de 8 horas de duración.

B.3 Alcances

Determinar el caudal óptimo de explotación del pozo.

C. PROCEDIMIENTO Y METODOLOGÍA

C.1 Fases de ejecución de las obras

Para la prueba de bombeo del pozo se llevaron a cabo las siguientes actividades generales:

Preliminar: En esta etapa se hizo un reconocimiento de campo para constatar el acceso a los sitios de para la realización de prueba de bombeo y desinstalación de bomba manual existente.

Pruebas de bombeo: En el pozo, dependiendo del caudal preliminar, se ejecutó prueba de bombeo escalonada definiendo una prueba definitiva de 8 horas a un caudal constante de 150 gpm. La prueba se realizó con equipo de bombeo sumergible de 5 HP, columna de HG de 2pulgadas y planta eléctrica. Después de finalizada la prueba se midió la recuperación del pozo por un período de 45 minutos.

Análisis de agua: Se captaron muestras de agua para realizar examen de calidad de agua bacteriológico, físico químico y de metales pesado.

Fase final de oficina: En esta etapa se procedió a analizar e interpretar toda la información obtenida en las etapas anteriores.

C.2 Metodología

El esquema del diseño del pozo, e interpretación de las pruebas de bombeo se realizó con el programa Ground Water for Windows (Naciones Unidas, 1994).

Para calcular el caudal de los pozos durante las pruebas de air lift y pruebas de bombeo se realizó mediante aforo volumétrico. Para medir profundidad total del pozo, nivel estático y dinámico del agua subterránea se utilizó sonda eléctrica. Las pruebas de bombeo escalonadas fueron interpretadas mediante la ecuación general de la forma: $s = aQ + bQn$, donde “s” es el abatimiento en el pozo causado por el caudal “Q” bombeado.

D. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

D.1 Conclusiones

El nivel estático del agua es 1.19m.

Tipo de acuífero confinado con un pozo semi-artesiano con capa de saturación de 35.5m.

El pozo presento una transmisibilidad de 987 m²/d.

La prueba de bombeo indica que el descenso ocasionado en el pozo es de 1.96 metros, con un bombeo de 150 GPM.

El pozo presento una recuperación instantánea.

Caudal estimado de explotación de 150 GPM.

D.2 Recomendaciones

Antes de poner en explotación los pozos, realizar desinfección de los mismos con Hipoclorito de Sodio y/o Calcio.

Para preservar la calidad del agua del pozo, deben tomarse las siguientes medidas:

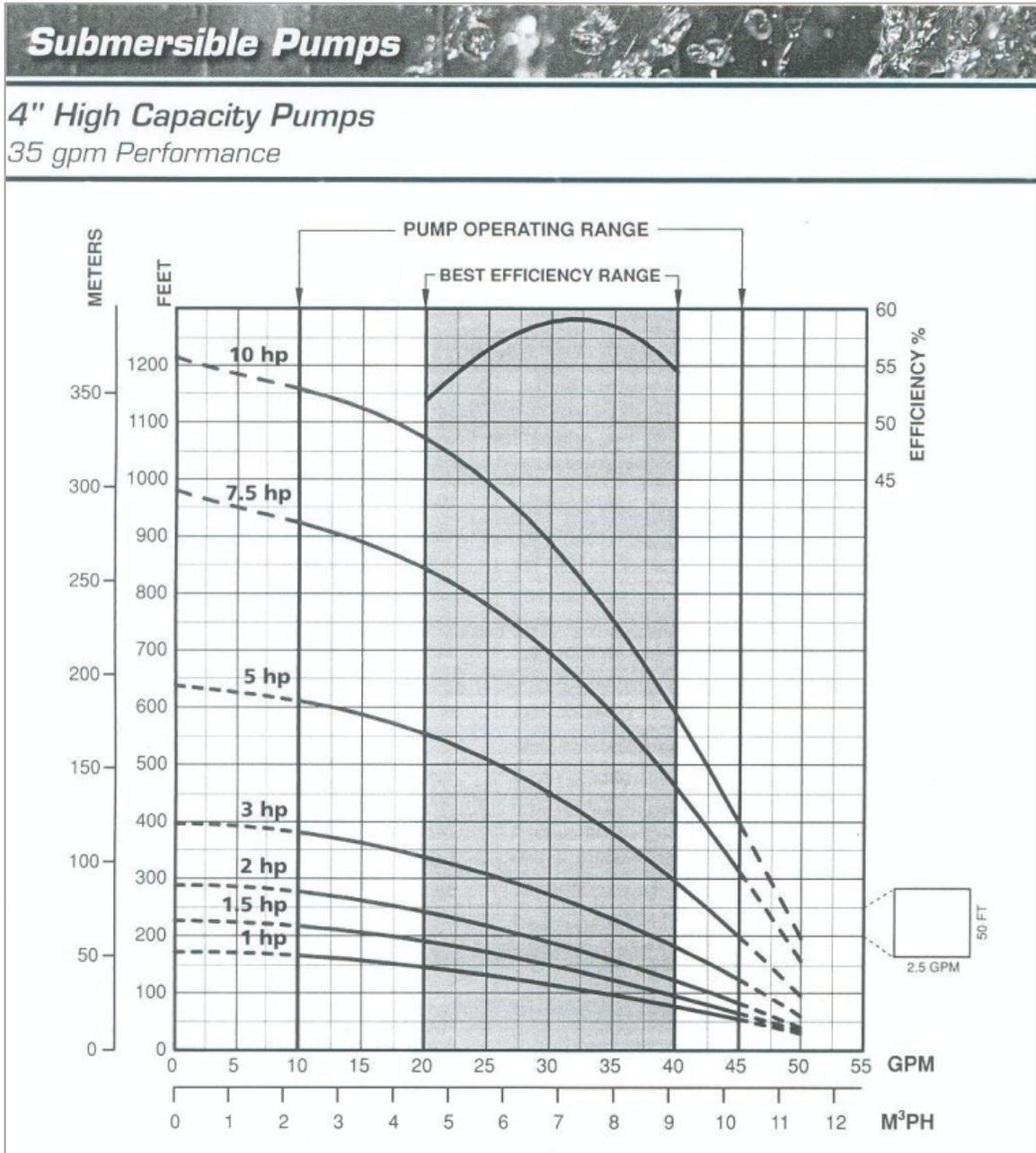
Evitar construir letrinas en las cercanías del pozo, en una distancia de 50 m a la redonda.

Reforestar la zona vecina al pozo, con pastos y árboles nativos o de rápido crecimiento en una distancia de hasta 200 m a la redonda.

PRUEBA DE BOMBEO											
No. de pozo			Localidad:				Municipio:				
Nuevos Horizontes (Pozo1)			Nuevos Horizontes, 22 de febrero 2016				Tipitapa				
Distancia del pozo de Observ. (m)			Caudal de Bombeo (gpm)			Duración (min)			Espesor de saturación		
3.0 m			150.00			480					
Resultados											
Trasmisibilidad (m ² pd/m)			Coeficiente de almacenamiento			Leakance (1/dia)			Estimación de error (m)		
987									0.01		
Tiempo (min); Abatimiento, Ajustey Diferencia (metro); Caudal de bombeo (gpm), O Significa "Omitido"											
Metodo de Análisis											Theis Method
Tiempo	Abatimiento	Caudal	O	Ajuste	Diferencia	Tiempo	Abatimiento	Caudal	O	Ajuste	Diferencia
0	0.00000	150.0000		0.00000	0.00000	160	1.93100	150.0000		2.04506	0.11406
1	0.86400	150.0000		0.66780	-0.19620	180	1.93100	150.0000		2.02506	0.09406
2	1.54900	150.0000		1.23452	-0.31448	200	1.93100	150.0000		2.00506	0.07406
3	1.60000	150.0000		1.34530	-0.25470	220	1.93100	150.0000		1.98506	0.05406
4	1.65100	150.0000		1.46782	-0.18318	240	1.93100	150.0000		1.96506	0.03406
5	1.70200	150.0000		1.68930	-0.01270	270	1.93100	150.0000		1.94506	0.01406
6	1.77800	150.0000		1.78920	0.01120	300	1.93100	150.0000		1.92506	-0.00594
7	1.77800	150.0000		1.78980	0.01180	330	1.93100	150.0000		1.90506	-0.02594
8	1.77800	150.0000		1.78670	0.00870	360	1.93100	150.0000		1.88506	-0.04594
10	1.77800	150.0000		1.79820	0.02020	420	1.93100	150.0000		1.86506	-0.06594
12	1.77800	150.0000		1.79730	0.01930	480	1.93100	150.0000		1.84506	-0.08594
14	1.77800	150.0000		1.79850	0.02050	1	0.66100	0.0000		0.62346	-0.03754
16	1.77800	150.0000		1.79320	0.01520	2	0.66100	0.0000		0.62572	-0.03528
18	1.77800	150.0000		1.79740	0.01940	3	0.45700	0.0000		0.62798	0.17098
20	1.77800	150.0000		1.79756	0.01956	4	0.30500	0.0000		0.62962	0.32462
25	1.77800	150.0000		1.79761	0.01961	5	0.27900	0.0000		0.22500	-0.05400
30	1.77800	150.0000		1.79764	0.01964	6	0.27900	0.0000		0.21000	-0.06900
35	1.77800	150.0000		1.79766	0.01966	7	0.15200	0.0000		0.16000	0.00800
40	1.77800	150.0000		1.79898	0.02098	8	0.12700	0.0000		0.13240	0.00540
45	1.77800	150.0000		1.80030	0.02230	9	0.10100	0.0000		0.09870	-0.00230
50	1.77800	150.0000		1.80432	0.02632	10	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000
55	1.86700	150.0000		1.86453	-0.00247	12	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000
60	1.87900	150.0000		1.92474	0.04574	14	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000
70	1.86700	150.0000		1.98495	0.11795	16	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000
80	1.87900	150.0000		2.04516	0.16616	18	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000
90	1.90500	150.0000		2.04514	0.14014	20	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000
100	1.90500	150.0000		2.04512	0.14012	25	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000
110	1.93100	150.0000		2.04510	0.11410	30	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000
120	1.93100	150.0000		2.04508	0.11408	35	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000
140	1.95600	150.0000		2.04506	0.08906	40	0.00000	0.0000		0.00000	0.00000

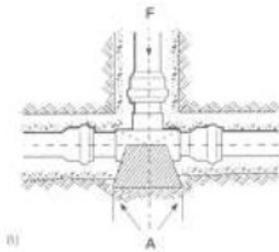
Fuente: (Alcaldía de Tipitapa, 2010)

ANEXO 5. Curva característica de bomba



Fuente: (Montenegro & Latino, 2010)

ANEXO 6. Dimensiones de los atraques



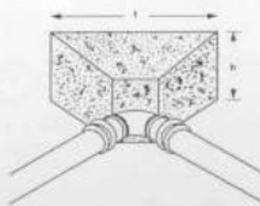
- ❑ En todo cambio de dirección se deben colocar atraques de concreto (fig. 8)
- ❑ El lubricante debe ser el recomendado por el fabricante (no use manteca o grasas minerales). (fig. 9)



(fig. 9)

DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES. P=15 KGF/CM², T= 2 KGF/CM²

Diámetro nominal de la tubería, en mm.		Medidas de los atraques en cm.							
		codos de 90°		tes y tapones de terminales		codos de 45°		codos de 22.5°	
serie inglesa	serie métrica	h	l	h	l	h	l	h	l
38	50	10	20	10	20	10	15	10	10
50	63	15	20	10	20	10	20	10	15
60		15	35	10	30	10	25	10	20
75	80	20	35	15	35	15	30	10	20
	100	20	35	15	35	15	30	15	20
100		20	50	15	45	15	35	15	25
150	160	30	65	25	60	25	50	20	35
200	200	40	90	30	85	30	65	25	45
	250	50	90	40	85	40	65	30	45
	315	65	115	50	105	50	80	35	60
	355	70	130	55	120	55	95	40	65
	400	80	145	60	140	60	105	45	75
	450	90	165	70	150	70	120	50	85
	500	100	180	75	170	75	130	55	90
	630	125	230	95	215	95	165	70	115



P = presión en la tubería, en kg/cm².

s = área interior del tubo, en cm².

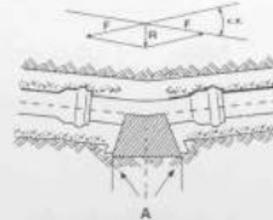
F = Fuerza resultante de la presión interna, en kg;
 $F = Ps$.

α = Angulo de deflexión de la conexión, en grados.

R = Fuerza de empuje en kg; $R = 2F \sin \frac{\alpha}{2}$

T = Resistencia que opone el terreno a la introducción del atraque, en kg/cm².

A = Superficie de apoyo necesario para el atraque, en cm²; $A = \frac{R}{T}$



Fuente: (Rodríguez, 2001)

ANEXO 7. Dimensiones de zanjas

Diámetro Nominal		Ancho de Zanja (m)	
		Recomendado por ITP para tubos de PVC	Recomendado por CNA
13 mm	1/2"	0.40	-
19 mm	3/4"	0.40	-
25 mm	1"	0.40	0.50
32 mm	1 1/4"	0.55	0.55
38 mm	1 1/2"	0.55	0.55
50 mm	2"	0.60	0.55
60 mm	2 1/2"	0.60	0.60
75 mm	3"	0.60	0.60
100 mm	4"	0.60	0.60
150 mm	6"	0.60	0.70
200 mm	8"	0.60	0.75

Fuente: (DURALON, 2015)

DIÁMETRO	NOMINAL	ANCHO	PROFUNDIDAD	VOLUMEN
mm	Pulg.	cm.	CM.	Por metro lineal
25.4	1	50	70	0.35 m ³
50.8	2	55	70	0.39
63.5	2.5	60	100	0.60
76.2	3	60	100	0.60
101.6	4	60	100	0.60
152.4	6	70	110	0.77
203.2	8	75	115	0.86
254.0	10	80	120	0.96
304.8	12	85	125	1.06
355.6	14	90	130	1.17
406.4	16	100	140	1.40
457.2	18	115	145	1.67
508.0	20	120	155	1.80
609.6	24	130	165	2.15
762.0	30	150	185	2.78
914.4	36	170	220	3.74

Fuente: (Rodríguez, 2001)

ANEXO 8. Unidades de medida en EPANET

<i>Parámetro</i>	<i>SISTEMA AMERICANO</i>	<i>SISTEMA INTERNACIONAL</i>
Concentración	mg/L o µg/L	Mg/L o µg/L
Demanda	(ver unidades de Caudal)	(ver unidades de Caudal)
Diámetro (Tuberías)	Pulgadas	Milímetros
Diámetro (Tanques)	Pies	Metros
Rendimiento	%	%
Altura geométrica	Pies	Metros
Coefficiente Emisor	Unidades de caudal / (psi) ^{1/2}	Unidades de caudal / (metros) ^{1/2}
Energía	kilovatio – hora	Kilovatio – hora
Caudal	CFS (pies cúbicos / s) GPM (galones / min) MGD (millón galones / día) IMGD (Imperial MGD) AFD (acre-pie / día)	LPS (litros / s) LPM (litros / min) MLD (megalitros / día) CMH (metros cúbicos / hora) CMD (metros cúbicos / día)
Factor de Fricción	Adimensional	Adimensional
Altura hidráulica	Pies	Metros
Longitud	Pies	Metros
Coef. Pérdidas Menores	Adimensional	Adimensional
Potencia	Caballos de Vapor	Kilovatios
Presión	Libras por pulgada cuadrada	Metros
Coef. Reacción (Seno)	1/día (primer orden)	1/día (primer orden)
Coef. Reacción (Pared)	Masa / L / día (orden 0) Pies / día (primer orden)	Masa / L / día (orden 0) Metros / día (primer orden)
Coeficiente de Rugosidad	10 ⁻³ pies (Darcy-Weisbach), adimensional demás casos	Milímetros (Darcy-Weisbach), adimensional demás casos
Fuente Inyección Másica	Masa / minuto	Masa / minuto
Velocidad	Pies / s	Metros / s
Volumen	Pies Cúbicos	Metros Cúbicos
Edad del Agua	Horas	Horas

Note: El sistema americano se aplica cuando se eligen como unidades de caudal CFS, GPM, AFD, o MGD. El Sistema Internacional se aplica cuando el caudal se expresa en litros o metros cúbicos.

ANEXO 9. Requisitos Ambientales Proyectos de Agua y Saneamiento

Requisitos de Ubicación: Debe existir fuente para el suministro eléctrico a una distancia aproximada de 200 metros de la fuente de abastecimiento. Debe existir acceso vehicular a la fuente con un ancho mínimo de 4 metros. Este requisito estará en dependencia del tamaño de los equipos y envergadura de las instalaciones a construir. El trazado de la red debe hacerse evitando las zonas de terrenos inestables. En los casos que no existan otras alternativas deben realizarse muros de sostenimientos y anclajes de tuberías.

Requisitos Técnicos Ambientales: Todas las fuentes de captación para los proyectos de agua deberán ser debidamente protegidas (cercadas), para evitar el acceso de personas no autorizadas y animales. Además, se reforestará el área comprendida en un radio de 50 metros, medidos desde el centro de la fuente de captación.

La fuente de captación contará con un sello sanitario para mejorar las condiciones higiénicas en sus alrededores. El trazado de las redes de tubería para proyectos de agua debe hacerse evitando las zonas de terrenos inestables. En los casos que no existan otras alternativas deben realizarse muros de sostenimientos y anclajes de tuberías.

En zonas de alto riesgo sísmico deberán usarse materiales flexibles para las tuberías y en tramos cortos. Las uniones de los tubos también deben ser flexibles. La plataforma o piso de las letrinas debe elevarse un mínimo de 0.20 metros sobre el nivel máximo esperado de inundación, construyéndole rampas hacia los lados o gradas, según el caso.

Si en la excavación del foso para la letrina se encuentra roca agrietada o suelos calcáreos, se deberán impermeabilizar las paredes y el fondo del foso con una

lechada de cemento con arena, para impedir la contaminación del agua subterránea. Se deberá usar letrinas aboneras o letrinas elevadas en los siguientes casos:

1. En suelos muy arenosos o con altos niveles freáticos y/o consistencia rocosa, debido a que se pueden producir derrumbes y contaminación del agua subterránea.
2. En áreas poblacionales donde se hace gran uso de agua de pozos superficiales, debido a que pueden contaminar el acuífero.

Los proyectos de agua y saneamiento rural cumplirán con las especificaciones técnicas establecidas por la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados, a través de las NORMAS Y PROCEDIMIENTOS TÉCNICOS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN EL SECTOR RURAL DISPERSO DE NICARAGUA. (1999), así como, las especificaciones de calidad establecidas por el FISE.

En los proyectos de agua potable no podrán utilizarse como sub base o rellenos o materiales de construcción (arena, piedra y otros), tanto para la red de tuberías, así como para la construcción de Plantas de Tratamientos y Tanques de Depósitos de los proyectos, materiales contaminados o de residuos de cualquier proceso industrial o minero.

Sólo se podrán usar estos materiales, cuando existan análisis de laboratorio que evidencien la ausencia de contaminación por metales pesados o cualquier otra sustancia. En los proyectos de agua, tanto urbano como rural, deberán tomarse las medidas necesarias durante los trabajos de construcción de zanjas para evitar accidentes de los trabajadores y la población en general.

Todos los proyectos de agua deberán cumplir lo estipulado en cuanto a la CLASIFICACION DE LOS RECURSOS HIDRICOS DE A CUERDO A SUS USOS,

cuyo objeto es determinar la capacidad y condiciones del aprovechamiento de los recursos hidráulicos y los niveles y calidad de vertimientos tolerables para cada cuerpo de agua, se establecen seis tipos de cuerpos de agua: Normativa ambiental INAA (1999).

El sitio seleccionado para el emplazamiento de proyectos de Agua, tanto rural como urbano, así como los de Saneamiento Rural no deben estar expuestos a peligros naturales tales como:

1. Zonas de deslizamientos.
2. Zonas inundables.
3. Topografía con pendientes superiores al 15% (salvo casos excepcionales).
4. Los proyectos de agua y saneamiento rural deberán retirarse de taludes inclinados.
5. Se deben mantener planes de reforestación en las zonas de captación.
6. Deben realizarse las obras necesarias para la protección de las fuentes de captación.
7. Mantener adecuados drenajes de los proyectos de agua y letrinas.
8. Elevar la topografía en los sitios con potencial de inundación.

ANEXO 10. Tarifa energética según INE

INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ENERGÍA ENTE REGULADOR

TARIFAS ACTUALIZADAS A ENTRAR EN VIGENCIA EL 1 DE AGOSTO DE 2017
AUTORIZADAS PARA LAS DISTRIBUIDORAS DISNORTE Y DISSUR

BAJA TENSION (120,240 y 480 V)						
TIPO DE TARIFA	APLICACIÓN	TARIFA		CARGO POR		
		CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	ENERGÍA (C\$/kWh)	POTENCIA (C\$/kW-mes)	
BOMBEO COMUNITARIO	Para extracción y bombeo de agua potable para suministro público.	TB-6	TARIFA MONOMIA Todos los kWh	5.5713		
		TB-6A	TARIFA BINOMIA SIN MEDICION HORARIA ESTACIONAL Todos los kWh kW de Demanda Máxima	4.0902	475.1829	
		TB-6B	TARIFA BINOMIA CON MEDICION HORARIA ESTACIONAL			
			Verano Punta	5.3493		
			Invierno Punta	5.1754		
			Verano Fuera de Punta	3.9584		
			Invierno Fuera de Punta	3.8981		
			Verano Punta		899.5028	
			Invierno Punta		561.8194	
			Verano Fuera de Punta		0.0000	
Invierno Fuera de Punta		0.0000				

Fuente: Instituto Nicaragüense de Energía

INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ENERGÍA ENTE REGULADOR

TARIFAS ACTUALIZADAS A ENTRAR EN VIGENCIA EL 1 DE AGOSTO DE 2017
AUTORIZADAS PARA LAS DISTRIBUIDORAS DISNORTE Y DISSUR

MEDIA TENSION (VOLTAJE PRIMARIO EN 13.8 Y 24.9 kV)						
TIPO DE TARIFA	APLICACIÓN	TARIFA		CARGO POR		
		CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	ENERGÍA (C\$/kWh)	POTENCIA (C\$/kW-mes)	
BOMBEO COMUNITARIO	Para extracción y bombeo de agua potable para suministro público.	TB-6C	TARIFA MONOMIA Todos los kWh	5.3833		
		TB-6D	TARIFA BINOMIA SIN MEDICION HORARIA ESTACIONAL Todos los kWh kW de Demanda Máxima	4.0800	560.9393	
		TB-6E	TARIFA BINOMIA CON MEDICION HORARIA ESTACIONAL			
			Verano Punta	5.0085		
			Invierno Punta	4.8505		
			Verano Fuera de Punta	4.0144		
			Invierno Fuera de Punta	3.9488		
			Verano Punta		594.0421	
			Invierno Punta		371.0287	
			Verano Fuera de Punta		0.0000	
Invierno Fuera de Punta		0.0000				

Fuente: Instituto Nicaragüense de Energía

ANEXO 11. Dimensiones de tuberías

Catálogo PVC SDR 26

Dn		Dext		Espesor		Dint		Peso	
pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm	kg	lb
1	25	1.315	33.4	0.06	1.52	1.195	30.35	1.35	2.97
1 ¼	31	1.66	42.16	0.064	1.63	1.532	38.91	1.83	4.03
1 ½	38	1.9	48.26	0.073	1.85	1.754	44.55	2.39	5.27
2	50	2.375	60.33	0.091	2.31	2.193	55.7	3.72	8.21
2 ½	62	2.875	73.03	0.11	2.79	2.655	67.45	5.45	12.01
3	75	3.5	88.9	0.135	3.43	3.23	82.04	8.14	17.94
4	100	4.5	114.3	0.173	4.39	4.154	105.51	13.41	29.57
5	125	5.563	141.3	0.214	5.43	5.135	130.43	20.51	45.21
6	150	6.625	168.28	0.255	6.48	6.115	155.32	29.1	64.15
8	200	8.625	219.08	0.332	8.43	7.961	202.21	49.32	108.74
10	250	10.75	273.05	0.413	10.49	9.924	252.07	76.48	168.61
12	300	12.75	323.05	0.49	12.45	11.77	298.95	107.62	237.26
15	375	15.3	388.62	0.588	14.94	14.124	358.74	162.44	357.38

Fuente: ASTM D-2241

Catálogo H°G° CED 40

Dn	Dext		Espesor		Peso	
	pulg	mm	pulg	mm	kg/m	kg/tramo
½	0.84	21.3	0.109	2.77	1.27	8.13
¾	1.05	26.7	0.113	2.87	1.68	10.75
1	1.315	33.4	0.133	3.38	2.5	16
1 ¼	1.66	42.2	0.14	3.56	3.39	21.7
1 ½	1.9	48.3	0.145	3.68	4.05	25.92
2	2.375	60.3	0.154	3.91	5.44	34.82
2 ½	2.875	73	0.203	5.16	8.63	55.23
3	3.5	88.9	0.216	5.49	11.29	72.26
4	4.5	114.3	0.237	6.02	16.07	102.85

Fuente: (Mott, 2006)

ANEXO 12. Propuesta de planos