

Facultad de Tecnología de la Construcción

“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE UBICADO EN EL CASERIO DE “BUENA VISTA”, GRANADA, AÑO 2022

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Agrícola

Elaborado por

Tutor:

Br. Reyna María
Vanegas
Carnet: 2014-1336U

Br. Blade Jaremy
Ortiz Mendoza
Carnet: 2017-0674U

Br. Brandon Antonio
Villegas Arana
Carnet: 2014-0765U

Ing. César Augusto
López

Dedicatoria

Reyna: A Dios que primeramente ha estado en mi vida y haberme permitido cumplir esta gran meta en mi vida. A mi mamá Sra. Janneth Vanegas que con sus sacrificios, empeño y dedicación ha permanecido a mi lado siempre brindándome su apoyo incondicional. A mis hijos Avner y Karla Vanegas que han sido una base fundamental en mi vida, por haber sido mi pilar en momentos difíciles en el transcurso de mi tesis. A mi hermano Gerald Vanegas por haberme dado las condiciones y ánimos para salir adelante en mis objetivos y metas. A mi prima hermana Brenda Vanegas que bien ha sido mi amiga incondicional y mi educadora en todo tiempo. Al Ing. Cesar quien es mi tutor y dio su tiempo, dedicación y conocimientos en el transcurso de mi tesis. Al Ing. Horacio González quien en algún momento me ayudo y brindó de sus conocimientos en mi tesis. A todas las personas que de una u otra manera me brindaron su apoyo incondicional.

Blade: le dedico y pongo en manos de Dios este proceso de mi vida, a mi mama Reyna Mendoza que ha estado siempre en cada paso de mi vida, a mi familia que a la medida de lo posible me ha apoyado en el que se puede, y le dedico todo este esfuerzo pleno que he hecho a mi abuela Yadira Ortiz la cual ella es una persona muy especial para mí.

Brandon: A Dios por iluminarme y llenarme de sabiduría hasta este punto de mi vida. A mi abuelita Aura Marina Alvarado Pavón, una mujer de la cual me siento orgulloso, quien apenas sabiendo escribir y leer supo llenarnos de conocimientos y valores de humildad y de agradecimiento. A mi abuelita Otilia Ramírez que en paz descanse que me enseñó el valor del trabajo y de las cosas intangibles. A mi tío Henry Pérez Berrios que en paz descanse, quien en vida me enseñó el amor al prójimo y a la familia, sin esperar nada a cambio, a mis padres por su apoyo incondicional en cada etapa de mi vida.

Agradecimientos

Reyna: A Dios, a Jesús y al Espíritu Santo en primer lugar por haberme permitido culminar esta etapa de mi vida. A mi mamá Sra. Janneth Vanegas por confiar siempre en mí, por nunca desanimarme, por darme aliento y apoyo incondicional cuando más lo necesite. A mis hijos Avner y Karla Vanegas que han sido mis niños obedientes y con su amor me han dado la fuerza para seguir con entusiasmo en la vida. A mi hermano Gerald Vanegas por ser como un padre en mi vida que dio toda su ayuda y confió en mis capacidades. A mi prima hermana Brenda Vanegas por ser una de las primeras personas que me brindo de su amor y aprecio en todo tiempo, A mi tutor Ing. Cesar por su gran apoyo e inmensa paciencia, por haberme dedicado su tiempo para la culminación de esta monografía y por los conocimientos transmitidos.

Blade: a Dios por brindarme toda la sabiduría de llegar hasta este punto de mi vida, a mi mama que se ha esforzado tanto para que saliera adelante porque sin la ayuda de ella que nos ha sacado adelante a mi hermano y a mí no hubiera llegado hasta este punto, también le doy gracias a toda mi familia por confiar en mí y en mis propósitos de vida y a mi abuela Yadira Ortiz que sin los consejos de ella no estuviera en este punto de mi vida.

Brandon: a Dios primeramente por llenarme de sabiduría y haberme alcanzado con su gracia para poder llegar hasta este punto en mi vida. A mi abuelita Aura Marina Alvarado Pavón, que ha sido una madre y un padre más, esa mujer, humilde trabajadora que me enseñó todos los buenos valores para poder llegar a ser una persona de bien, ella quien en algún momento llegó a costear mis gastos universitarios para poder continuar con mi proceso de aprendizaje, aún, dentro de las limitaciones que presentaba, una mujer incomparable y admirable. A mis padres Julia Arana y Everts Villegas por haber sido de apoyo en cada momento de tristeza y felicidad. A mis hermanos Kevin Villegas y Nelson Villegas con quienes unidos hemos compartido consejos, recordándonos siempre el uno al otro los principios de humildad, que nuestros padres y abuelos nos han inculcado. A profesores y amigos que siempre estuvieron para mí cuando los necesité.

RESUMEN EJECUTIVO

El acceso al agua potable es una de las principales problemáticas que hay en Nicaragua, por lo general la población rural son los que más sufren con este problema ya que en su mayoría no cuentan con este servicio.

En el Caserío Buena Vista del departamento de Granada, zona rural no cuenta con un sistema de agua potable seguro, es por ello que se optó a la realización de los estudios necesarios para la elaboración de un diseño de abastecimiento de agua potable con las normas establecidas NTON 09- 007.

La propuesta consiste en la siguiente configuración la realización de encuesta casa a casa para conocer la población a servir del vital líquido, georreferenciación de sitio de interés; así como rutas y caminos que favorecieran el trazado de la red de aducción, conducción y la red de distribución del agua. Se efectuaron trabajos topográficos estos con el fin de obtener la forma, el perfil y relieve del terreno, de igual manera fuente-tanque-red, la fuente es un tanque que tiene las capacidades optimas de rendimiento, su pozo cuenta con capacidades existentes de caudal 130 gpm para su utilización que es lo más suficiente para el consumo del caserío buena vista, toda la línea está compuesta por una tubería de PVC-SDR-26 Ø 1.5 pulgadas.

Una vez obtenida toda la información en campo para determinar la red de distribución y los cálculos hidráulicos se procedieron a su análisis utilizándose herramientas informáticas, tales como el: Map Source, GPS, Auto Cad, GLOBAL MAPPER, EPANET; para realizar el diseño de la línea de aducción, línea de conducción y el diseño de ubicación de tanque y distribución del sistema de agua potable, según las normas del INAA como el cumplimiento de las normas NTON-09-007-19. Como resultado de este diseño y su posterior fase de implementación se proveerá de agua para consumo humano en cantidad y calidad suficiente a sus habitantes, para poder contribuirles en su mejoramiento de vida.

Contenido

I. GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCION	1
1.2. ANTECEDENTES	2
1.3. JUSTIFICACION	3
1.4. OBJETIVOS	4
1.4.1. Objetivo generales	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
II. MARCO TEORICO	5
2.1. Normativa Nicaragüense	5
2.2. Censo poblacional	6
2.2.1. Tipos de censo	6
2.3. Levantamiento topográfico	7
2.3.1. Topografía	7
2.3.2. Planimetría	7
2.3.3. Altimetría	7
2.3.4. Perfil topográfico	8
2.3.5. Elaboración de planos	8
2.4. Fuentes de abastecimiento	9
2.4.1. Fuentes subterráneas	9
2.4.2. Fuentes superficiales	10
2.4.3. Importancia de las fuentes de abastecimiento	10
2.5. Calidad del agua	11
2.6. Diseño de abastecimiento	12
2.6.1. Proyección de la población	13
2.6.2. Calculo de población	13
2.7. Parámetros de diseño	15
2.7.1. Periodo de diseños	15
2.7.2. Variaciones de consumo	15
2.7.3. Presiones máximas y mínimas	16
2.7.4. Velocidades permisibles en tuberías	16
2.7.5. Pérdidas de agua en el sistema	17

2.8. Almacenamiento	17
2.8.1. Localización	17
2.8.2. Tipos de tanques y capacidades en el mercado actual	18
2.9. Equipo de bombeo	20
2.9.1. Tipos de bombas	20
2.9.2. Fuentes energéticas en el bombeo	21
2.10. Línea de conducción y red de distribución	22
2.10.1. Línea de conducción	22
2.10.2. Línea de distribución	22
III. DISEÑO METODOLOGICO	23
3.1. Tipo de diseño	23
3.2. Localización	23
3.3. Estudio socioeconómico	24
3.4. Levantamiento topográfico	24
3.4.1. Etapa de campo	25
3.4.2. Etapa de gabinete	25
3.5. Estudio de calidad y aforo	26
3.5.1. Aforo	26
3.5.2. Calidad de agua	26
3.6. Diseño hidráulico	27
3.6.1. Periodo de diseño	27
3.6.2. Población de diseño	28
3.6.3. Dotación y consumo	28
3.6.4. Caudales de diseño	30
3.6.5. Sarta	30
3.6.6. Línea de aducción y conducción	32
3.6.7. Carga dinámica total	33
3.6.8. Golpe de ariete	33
3.6.9. Cálculo de la potencia	37
3.6.10. Selección de la bomba comercial	37
3.6.11. Red de distribución	37

3.6.12.	Tanque de almacenamiento	39
3.6.13.	Desinfección	40
3.7.	Presupuesto	40
IV.	ANALISIS Y PRESENTACION DE RESULTADOS.....	41
4.1.	Estudio socio-económico	41
4.1.1.	Aspectos generales.....	41
•	Macro-localización	41
4.1.2.	Aspectos físicos de la zona de estudio	43
•	Precipitación.....	43
•	Evaporación	44
•	Vientos	45
4.1.3.	Aspectos sociales del caserío Buena Vista.....	47
•	Servicios Públicos	50
4.1.4.	Aspecto económico de los habitantes del caserío Buena Vista	54
4.1.5.	Aspecto de calidad de agua y saneamiento	55
4.2.	Estudio topográfico	57
4.3.	Estudio aforo de la fuente y calidad de agua	58
4.3.1.	Aforo	58
•	Hidrología Subterránea de la fuente de interés	60
4.3.2.	Calidad de agua de la fuente tanque	61
4.3.3.	Localización del proyecto.....	62
4.4.	Diseño hidráulico.....	63
4.4.1.	Periodo de diseño	63
4.4.2.	Población de diseño.....	63
•	Cálculo de la proyección de la población.....	67
4.4.3.	Dotación y consumo	68
4.4.4.	Caudales de diseño	70
4.4.5.	Sarta.....	72
4.4.6.	Línea de aducción.....	76
4.4.7.	Línea de conducción.....	79
4.4.8.	Carga dinámica total	82

4.4.9.	Golpe de ariete	83
4.4.10.	Cálculo de la potencia	86
4.4.11.	Selección de la bomba comercial	88
4.4.12.	Análisis hidráulico con EPANET	89
4.4.13.	Análisis de EPANET de línea de aducción	91
4.4.14.	Análisis de EPANET de línea de conducción-tanque de oscilación- sarta tanque de almacenamiento	97
4.4.15.	Red de distribución	103
4.4.16.	Tanque de oscilación y tanque de almacenamiento	110
4.4.17.	Desinfección	112
4.4.18.	Presupuesto	117
V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	120
5.1.	Conclusiones	120
5.2.	Recomendaciones	121
VI.	BIBLIOGRAFIA	122
VII.	ANEXOS	124
	ANEXOS 1	124
	ANEXO. 1.1. Encuesta a los pobladores del caserío Buena Vista	124
	ANEXO. 1.2. Tabla de consumo en litros por segundo	126
	ANEXO. 1.3. Tabla de presentación del perfil topográfico de la línea de aducción, conducción y red de distribución	127
	ANEXO.1.4. Localización aérea de la ubicación del proyecto	129
	ANEXO 1.5. Tabla de cálculos de las pérdidas por fricción en la línea de aducción (tanque de alimentación al tanque de oscilación)	130
	ANEXO 1.5. Tabla de cálculos de las pérdidas por fricción en la línea de aducción (tanque de alimentación al tanque de oscilación)	131
	ANEXO.1.6. Tabla de cálculo de pérdidas por fricción en la línea de aducción (tanque de oscilación al tanque de almacenamiento).	132
	ANEXO.1.7. Tabla de cálculo de pérdidas por fricción en la red de distribución Caserío Buena Vista	133
	ANEXOS II	135
	ANEXO 2.1. Análisis Físicoquímico realizado al pozo para potabilidad del agua	135

ANEXO 2.2. Análisis de Metales Pesados presente en el agua.	136
ANEXO 2.3. Análisis Bacteriológico Sanitario del agua.	137
ANEXO III	138
ANEXO 3.2. Tabla de curva característica de la bomba.	140
ANEXO IV	141
ANEXO 4.1. Accesorios de toda la red Caserío Buena Vista tubería de las líneas de aducción, conducción y red de distribución.	141
ANEXO 4.2. Especificaciones Técnicas de Válvula globo.	141
ANEXO 4.3. Especificaciones técnicas de la válvula de compuerta.	142
ANEXO 4.4. Especificaciones técnicas del tanque de oscilación	143
ANEXO 4.5. Especificaciones técnicas del tanque de almacenamiento.	143
ANEXO 4.6. Especificaciones técnicas de codos.	144
ANEXO 4.7. Especificaciones técnicas de Te.	144
ANEXO V	145
ANEXO 5.1. Plano N°1	145
ANEXO 5.2. Plano N°2	146
ANEXO 5.3. Plano N°3	147
ANEXO 5.4. Plano N°4	148

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura № 1. Macro localización	41
Figura № 2. Micro-localización del proyecto.....	42
Figura № 3. Provincia Geológica de Nicaragua.....	45
Figura № 4. Marco Geotectónico de Granada y Alrededores.....	46
Figura № 5 Mapa de isofreáticas del acuífero de Granada	59
Figura № 6. Mapa Hidrogeológico del acuífero de Granada	60
Figura № 7 Mapa de ubicación de pozos perforados y del pozo que alimenta a la fuente-tanque	61
Figura № 8. Plano de diseño del proyecto	73
Figura № 10. Vista de planta de la red	90
Figura № 11. Simulación en Epanet línea de aducción.....	92
Figura № 12. Perfil longitudinal de terreno natural de línea de aducción”	94
Figura № 13. Perfil longitudinal de altura piezométrica en línea de aducción” ...	95
Figura № 14. Perfil de presiones en la línea de aducción.	95
Figura № 15. Presiones y velocidades en la línea de conducción.....	98
Figura № 16. Perfil longitudinal de presiones en línea de conducción"	101
Figura № 17. Perfil longitudinal de terreno natural de línea de conducción”	102
Figura № 18. Perfil longitudinal de altura piezométrica en línea de conducción"	102
Figura № 19. Vista de planta de la red de distribución	104
Figura № 20. Perfil longitudinal de presiones en la red de distribución"	107
Figura № 21. Perfil longitudinal de terreno natural en la red de distribución” ...	109
Figura № 22. Perfil longitudinal de altura piezométrica en la red de distribución"	109
Figura № 23. Cloración en la red de distribución en 7 horas.....	116
Figura № 24. Cloración en la red de distribución en 16 horas´	115
Figura № 25. Cloración en la red de distribución en 24 horas´	116

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla № 1. Períodos de Diseños Económicos	15
Tabla № 2. Variable Climatológica	43
Tabla № 3. Distribución de alumnos por nivel educativo y horario	51
Tabla № 4. Población por Departamento	63
Tabla № 5. Resultado de la tasa de crecimiento censo poblacional INIDE	64
Tabla № 6. Proyección de la población ciudad y departamento de granada.....	65
Tabla № 7. Cálculo de la proyección de la población.....	67
Tabla № 8. Proyección de la población cada 5 años y dotación.	68
Tabla № 9. Variaciones de consumos en litros por segundo y almacenamiento.71	
Tabla № 10. Accesorios en la sarta.....	75
Tabla № 12. Accesorios en la línea de conducción.....	81
Tabla № 13. Curva característica de la bomba.	88
Tabla № 14. Longitudes, demanda, diámetros velocidades y perdidas en de la línea de aducción.	93
Tabla № 15. Elevación, altura y presiones en los nudos de la línea de aducción.	96
Tabla № 16. Velocidades, longitudes, caudales, diámetros y perdidas en de la línea de conducción.....	98
Tabla № 17. Longitudes, caudales, diámetros y perdidas en de la línea de conducción.	100
Tabla № 18 Distribución Nodal"	103
Tabla № 19. Velocidades m/s, mínimas y máximas.	105
Tabla № 20 Longitudes y diámetros de la red".....	106
Tabla № 21. Cota, demanda, altura y presiones en los nudos.....	108
Tabla № 22. Volumen del tanque de almacenamiento.....	111
Tabla № 23. Dosificación de cloro para la desinfección de agua con hipoclorador".....	113
Tabla № 24. Tuberías en Línea de aducción, Conducción y Red de Distribución	117
Tabla № 25. Tanque de Almacenamiento	118
Tabla № 26. Equipo de bombeo.....	118
Tabla № 27. Descripción general de la obra.	118

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico Nº 1. Registro histórico de precipitación registrada en la estación INAA de Granada.....	44
Gráfico Nº 2. Distribución de la población del caserío buena vista.....	47
Gráfico Nº 3. Distribución de la población por Género	48
Gráfico Nº 4. Tipo de piso por vivienda	48
Gráfico Nº 5. Tipo de techo por vivienda	49
Gráfico Nº 6. Tipo de paredes por vivienda	49
Gráfico Nº 7. Percepción del transporte publico	50
Gráfico Nº 8. Percepción costo de transporte.....	51
Gráfico Nº 9. Grado de escolaridad.....	52
Gráfico Nº 10. Centros de asistencia médica	53
Gráfico Nº 11. Enfermedades más frecuentes en niños y niñas.....	53
Gráfico Nº 12. Enfermedades más frecuentes en mujeres.....	54
Gráfico Nº 13. Enfermedades más comunes en hombres.....	54
Gráfico Nº 14. Actividades Económicas de la familia	55
Gráfico Nº 15. Tipos de abastecimiento	56
Gráfico Nº 16. Percepción de la Calidad Del Agua del Lago.....	56
Gráfico Nº 17. Tipos de saneamiento	57
Gráfico Nº 18. Proyección de la población cada 5 años.....	66

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación N°1.....	28
Ecuación N°2.....	28
Ecuación N°3.....	29
Ecuación N°4.....	29
Ecuación N°5.....	29
Ecuación N°6.....	30
Ecuación N°7.....	30
Ecuación N°8.....	30
Ecuación N°9.....	31
Ecuación N°10.....	31
Ecuación N°11.....	31
Ecuación N°12.....	32
Ecuación N°13.....	32
Ecuación N°14.....	33
Ecuación N°15.....	33
Ecuación N°16.....	33
Ecuación N°17.....	34
Ecuación N°18.....	34
Ecuación N°19.....	35
Ecuación N°20.....	35
Ecuación N°21.....	35
Ecuación N°22.....	36
Ecuación N°23.....	36
Ecuación N°24.....	36
Ecuación N°25.....	37
Ecuación N°26.....	37
Ecuación N°27.....	39

Ecuación N°28.....	39
Ecuación N°29.....	40
Ecuación N°30.....	40

I. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

El agua es el elemento más importante para nuestra propia existencia y de gran valor para el ser humano, los animales y las plantas. El agua es esencial para el planeta tierra al igual que nuestro cuerpo ya que se compone de un 70% de agua. (Comisión Estatal de Servicios Públicos de Tijuana (2001)).

Solamente el 0.3% corresponde a aguas superficiales como ríos y lagos, las cuales corresponden actualmente a las principales fuentes de agua para uso de la población del planeta, es decir, del total de agua que hay en la Tierra, menos del 0.01% está disponible en su estado natural para el consumo humano (Herrera, 2007).

Algunas actividades humanas han hecho cada vez más escasa y de mala calidad al agua para su consumo y la parte más afectada en nuestro país es la zona rural sin facilidades de acceder al vital líquido.

En el presente trabajo investigativo se propone diseñar un sistema de abastecimiento de agua para consumo humano en el Caserío "BUENA VISTA" que se ubica al costado sur-oeste del astillero, Granada con el fin de buscar una solución a esta problemática, se planteará un estudio completo para diseñar este sistema de manera que cumpla con todas las normas que se requiere para la ejecución y así de esta manera mejorar la calidad de vida de sus habitantes.

1.2. ANTECEDENTES

En el año 1524 se fundó la ciudad de Granada por Francisco Hernández de Córdoba, siendo una de las primeras ciudades en América. En 1879 se inició el abastecimiento de agua a unos 10 000 habitantes. (PNUD - DENACAL – S.G.N., 1973; Hecht, 1995; CIRA, 1995; Krasny et al 1998; Espinoza, 1999).

De 1913 a 1943 se hizo uso del agua del Lago Cocibolca para abastecer a la población, pero es hasta finales de la década de los años 50 que se inicia la explotación del agua subterránea a través de pozos al sospechar de la mala calidad del agua del lago y al valorar los costos que se requería de inversión para el tratamiento que la municipalidad no podía asumir. (PNUD - DENACAL – S.G.N., 1973; Hecht, 1995; CIRA, 1995; Krasny et al 1998; Espinoza, 1999).

Desde 1973 se han venido desarrollando estudios para valorar el potencial del acuífero de la zona y cumplir con la creciente demanda, además de resolver problemas de la salinización de pozos que se empezó a detectar en la parte norte de Granada (PNUD - DENACAL – S.G.N., 1973; Hecht, 1995; CIRA, 1995; Krasny et al 1998; Espinoza, 1999).

En la actualidad la mayoría de las comunidades rurales ubicadas a la orilla del lago continúan consumiendo agua de éste, pese a su mala calidad y al sin número de enfermedades que estas acarrearán, pese a que sus habitantes utilizan medios de purificación naturales tales, como el desarenador casero, este no es tan confiable ya que el agua no cuenta con un grado de potabilización adecuada para su consumo. (CAPRE. 1994. Norma Regional de Calidad del Agua para Consumo Humano. Comité coordinador regional de instituciones de agua potable y saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana).

1.3. JUSTIFICACION

Desde inicios de la formación del “Caserío Buena Vista” hasta la actualidad, este no cuenta con un servicio de agua potable lo que conlleva a un sin número de problemas que afectan a la población debido a la falta de calidad de agua que se presenta.

De acuerdo a datos suministrados por los pobladores de la zona en esta comunidad es relativamente pequeña cuenta con una población de 85 habitantes de los cuales la mayor parte de ellos se dedican a la pesca y la agricultura para poder sobrevivir, así mismo el 80%(68 personas) de la misma consumen agua directamente del lago de Nicaragua el cual no cuenta de buena condición para su consumo, mientras que una mínima parte de esta se abastece de puestos de agua ubicada en comunidades vecinas o trasladan el agua directamente de Granada recorriendo grandes distancias para poder tener acceso a tan importante y vital líquido.

Por estas razones es necesario el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable que cumpla con los requisitos establecidos en la norma técnica nicaragüense NTON 09 007-19 en lo que respecta a su abastecimiento seguro con calidad y cantidad suficiente, siendo notorio el interés de los pobladores de esta comunidad a tener acceso a agua segura y de calidad pues es uno de los problemas principales que les afecta.

Con la implementación del proyecto, se espera que la población sea abastecida de agua segura, se reduzcan las enfermedades que provocan el desabastecimiento y mala calidad del agua y mejorar el nivel de vida de los habitantes de esta comunidad.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo generales

Realizar el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable para consumo de los habitantes del caserío “Buena Vista”, Granada, año 2022.

1.4.2. Objetivos específicos

- Diagnosticar las condiciones sociales y económicas de los habitantes del caserío Buena Vista mediante encuestas y entrevistas.
- Efectuar levantamiento topográfico para la elaboración de los perfiles longitudinales del terreno en el área de estudio.

II. MARCO TEORICO

2.1. Normativa Nicaragüense

Para la realización de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable se requiere de una serie de normas y criterios que son elaborados por instituciones encargadas de dicho tema como lo son: el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados INAA, Ente regulador, Empresa Nicaragüense de acueductos y Alcantarillados ENACAL, Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense denominada: NTON 09 007 – 19.

En lo que se refiere a INAA dicha institución es la encargada en nuestro país de velar por la correcta realización de los proyectos de agua potable con la ley 722 que es la “Ley Especial de Comités de Agua Potable y Saneamiento CAP'S”.

Dicha ley se creó con el fin de fortalecer las capacidades para administrar, operar, mantener y sostener los Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable y las condiciones de Saneamiento de las Comunidades con el fin de mejorar la calidad de vida de los nicaragüenses en las zonas rurales. En donde los miembros pertenecientes a la elaboración de algún proyecto de agua potable se vayan adaptando a los cambios que sufren para que sea elaborado conforme a las leyes que estas instituciones dictan para que se realice con éxito cualquier proyecto.

ENACAL a través de la Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense (NTON) agua potable en zonas rurales, expresa el cumplimiento de las razones técnicas que se deben cumplir en el diseño de sistemas de agua potable. (NTON, 15 diciembre 2020).

2.2. Censo poblacional

Todo proyecto de agua potable toma en cuenta la proyección y dotación de la población a servir para garantizar el éxito del proyecto y el servicio de agua hasta el final del servicio. Para saber dicha información es necesario realizar un censo por medio de encuesta, entrevistas en las familias comunitarias y en instituciones tales como colegios, centro de salud, alcaldía y INIDE.

Un censo tiene por objeto revelar una serie de datos de toda una población. Sirve para tener una idea del crecimiento de la población en el país o estado en que se lleve a cabo, para determinar la cantidad de servicios públicos, en materia de transporte, salud, vivienda. Igualmente, sirve para conocer otros datos importantes como el nivel de vida socioeconómico, el nivel de educación de la población, determinación de las tasas de crecimiento, mortandad y con la finalidad de suministrar estadísticas para la formulación de la política gubernamental y para fines administrativos.

El INIDE es el ente que ejecuta encuesta y censos estadísticos de Nicaragua su complejidad y elevado costo hacen que los censos nacionales se elaboren, por lo general, cada diez años. En el formulario se consulta sobre las variables sociodemográficas más relevantes, como edad, cantidad de hijos, situación laboral, características de la vivienda, etc.

2.2.1. Tipos de censo

1. CENSO POBLACIONAL: Recuento de población que se realiza periódicamente.
2. CENSO (ESTADISTICA): Recuento de elementos de una población en estadística descriptiva.
3. CENSO (DERECHO): Gravamen de un inmueble para garantizar el pago de los créditos.
4. CENSO ELECTORAL: Recuento de la población que tiene derecho a voto en una determinada elección.

2.3. Levantamiento topográfico

2.3.1. Topografía

La topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra.

El levantamiento topográfico debe de reflejar precisiones en todos los puntos principales, alturas y curva de nivel. Es importante realizar una visita al lugar de estudio con el objetivo de reconocer y obtener una idea visual del área perimetral y el relieve del terreno.

Para este tipo de estudio se debe realizar un levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico de la zona para evaluar las condiciones del terreno que favorezcan el buen funcionamiento del sistema de agua potable, se deben ubicar fuentes de agua y obras existentes en la comunidad que puedan ser favorables al diseño de la red.

2.3.2. Planimetría

La planimetría consiste en proyectar sobre un plano horizontal los elementos de la poligonal como puntos, líneas rectas, curvas, diagonales, contornos, superficiales, cuerpos, etc., sin considerar su diferencia de elevación.

2.3.3. Altimetría

La altimetría es la rama de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimiento para determinar y representar la altura o cota de cada punto. Con la altimetría se consigue representar el relieve del terreno (planos de curva de nivel, planos, etc.

El sistema de posicionamiento global (GPS) es una red de satélites que orbitan la Tierra en puntos fijos por encima del planeta y transmiten señales a cualquier receptor GPS en la Tierra.

Su función principal del GPS es informar sobre la posición que ocupa por medio de las coordenadas de longitud y latitud o coordenadas UTM de manera que dicha posición pueda situarse con facilidad en un mapa o plano. También da captura, almacenamiento, cálculo y transmisión de los datos de campo, así como en la representación gráfica de los mismos; esto ha traído como consecuencia la posibilidad de obtener un producto final con mayor precisión y rapidez.

2.3.4. Perfil topográfico

El perfil topográfico es una representación de tipo lineal, que permite establecer las diferencias altitudinales que se presentan a lo largo de un recorrido, de acuerdo con la regularidad que guarde la dirección de su recorrido, se les clasifica como longitudinales y transversales.

Una de las aplicaciones más importantes de los perfiles o secciones verticales, es en la construcción de obras de gran longitud y poca anchura, por ejemplo, caminos o carreteras, alcantarillados, oleoductos, etc. (Oca, 1970).

2.3.5. Elaboración de planos

La etapa de obtención de datos topográficos se reconoce como el trabajo de campo, puesto que todos esos datos deben ser analizados, reducidos a una forma útil, mediante cálculos matemáticos, ajustados y con frecuencia convertidos a modalidades gráficas de expresión, como son los planos. Los planos de topografía son sumamente importantes a la hora de diseñar y construir cualquier proyecto. Son estos planos los que demuestran las características del terreno, incluyendo datos como el tamaño, el ancho y el largo, las posibles inclinaciones, fallas en el terreno, entre otras variables que nos puede expresar dichos planos.

2.4. Fuentes de abastecimiento

Un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable está formado esencialmente por: la fuente de agua y su obra de captación, transporte, almacenamiento, tratamiento y distribución. Las fuentes de abastecimiento por lo general deben ser permanentes y suficientes, cuando no son suficientes se busca la combinación de otras fuentes de abastecimiento para suplir la demanda presente y futura del proyecto. Las fuentes de abastecimiento pueden ser: superficiales, subterráneas y pluviales.

2.4.1. Fuentes subterráneas

La captación de estas aguas se puede hacer a través de: manantiales, galerías filtrantes y pozos excavados y tubulares. Las fuentes subterráneas protegidas generalmente están libres de micro organismos patógenos y presentan una calidad compatible con los requisitos para consumo humano. Sin embargo, previamente a su utilización es fundamental conocer las características del agua, para lo cual se requiera realizar los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos correspondientes.

2.4.1.1. Pozos

A) Pozo Excavado a Mano (PEM) y Pozo Clavados (PC)

Pozo excavado: Estos tipos de pozos se excavan con una retroexcavadora o pala y suelen tener tan sólo de 10 a 30 pies (3,04 a 9,14 metros) de profundidad. Debido a que son poco profundos, son propensos a la contaminación.

Tiene una característica que es como un armazón de hormigón impermeable, una tapa de hormigón y una pendiente en el suelo que se aleje del pozo son útiles para prevenir la contaminación.

Los pozos clavados: son más profundos que los excavados y tienen un promedio de 30 a 50 pies (9,14 a 15,24 metros) de profundidad. Suelen encontrarse en áreas

de suelo arenoso o con gravilla en las que el nivel acuífero del piso es menor a 20 pies (6,09 metros) de la superficie, facilitando el acceso al agua subterránea. Se asegura un filtro a uno de los extremos de la tubería que está introducida en el suelo para filtrar el sedimento del agua que ingresa una vez que el nivel acuífero del suelo se haya alcanzado.

B) Pozo perforado (PP)

Son los más profundos de los tres tipos y se extienden hasta profundidades de 100 a 400 pies (30,48 a 121,92 metros) en la roca firme en vez del suelo flojo. Son los que están más a salvo de la contaminación ambiental. Los pozos perforados tienen que cruzar fracturas de rocas firmes que poseen agua subterránea para poder producir un suministro de agua.

Los armazones para los pozos perforados son tuberías de plástico o metal de medio pie (0,15 metros) de diámetro que se extienden al menos 18 pies (5,48 metros) hacia abajo de los 100 a 400 (un mínimo de 5 pies o 1,52 metros de tubería debe extenderse dentro de la roca firme). Se evita que el agua de la superficie ingrese al pozo colocándole una tapa.

2.4.2. Fuentes superficiales

Las aguas superficiales están constituidas por los ríos, lagos, embalses, arroyos, etc. En caso de utilizar las aguas superficiales para abastecimiento además de conocer las características fisicoquímicas y bacteriológicas de la fuente, será preciso definir el tratamiento requerido en caso de que no atiendan los requerimientos de calidad para consumo humano.

2.4.3. Importancia de las fuentes de abastecimiento

Dos aspectos son de suma importancia en lo que se refiere al uso sustentable del agua: evitar su desperdicio y prevenir su contaminación. Tanto la disponibilidad como la distribución del agua influyen en la realización de determinadas actividades humanas y productivas, siendo esta de vital importancia para que las

mismas se mantengan. El agua permite el desarrollo de un sin número de actividades entre estas tenemos: agricultura, el agua de ríos, mares, lagunas para centros turísticos, entre otros. Por lo tanto, es deber de todo y cada uno de nosotros prevenir y evitar su contaminación y derroche indiscriminado (09-007-19, 2020).

2.5. Calidad del agua

Se estima que el 80% de todas las enfermedades en el mundo están asociadas con el agua de mala calidad. El objetivo de la realización de un proyecto de agua potable es proteger la salud pública y por consiguiente ajustar, eliminar o reducir al mínimo aquellos componentes o características del agua, que puedan representar un riesgo para la salud de la comunidad e inconvenientes para la preservación de los sistemas de abastecimiento de agua, para lo cual se deberán seguir las siguientes instrucciones.

- 1** 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.
- 2** 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.
- 3** 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 vigente aprobada por el INAA y MINSA.

Así mismo hay que cumplir con los parámetros regidos por las NORMAS DE CALIDAD DEL AGUA PARA CONSUMO HUMANO presentadas por el CAPRE; Estas normas se basan en unos niveles de toxicidad científicamente aceptables

para los humanos tales como: análisis fisicoquímico, análisis de metales pesados, análisis bacteriológicos-sanitario, análisis de pesticidas, análisis de cianuros, amonio y cromo.

En los pozos de extracción de agua se deben tomar muestras simples como mínimo cada tres años, con objeto de efectuar análisis físico, químico o bacteriológico del agua, según corresponda con el uso a que se ha destinado (09-007-19), 2020)

El objetivo de esta Norma de Calidad del Agua de Consumo Humano es proteger la salud pública y, por consiguiente, ajustar, eliminar o reducir al mínimo aquellos componentes o características del agua que pueden representar un riesgo para la salud de la comunidad e inconvenientes para la preservación de los sistemas de abastecimiento del agua.

Las concentraciones máximas permisibles en acueductos de agua potable, los parámetros establecidos por el ANA para evaluar la calidad del agua han sido adoptadas de las “Norma Regional de Calidad del Agua Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua Potable y Saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana – CAPRE, las cuales como norma de campo debe ser adoptada para cualquier proyecto de agua potable a instalarse en el país.

2.6. Diseño de abastecimiento

Para el diseño de un Sistema de Agua Potable en la zona rural se requiere de una serie de normas y criterios que no necesariamente deben ser las normas del sector urbano, debido a que existen diferencias en ambos medios, considerando dentro de esas diferencias los factores culturales, económicos y sociales.

Independientemente que la población sea rural o urbana, se debe considerar el consumo doméstico, el industrial, el comercial, el público y el consumo por pérdidas. Las instituciones encargadas de realizar estos tipos de estudio han

establecidos normas (INAA) para el buen funcionamiento de estos sistemas (ANA, 23 de abril 2021).

2.6.1. Proyección de la población

La población a servir es el parámetro básico, para dimensionar los elementos que constituyen el sistema. La metodología generalmente aplicada, requiere la investigación de las tasas de crecimiento histórico, las que sirven de base para efectuar la proyección de población.

La información de datos poblacionales se puede obtener de las siguientes fuentes de información tales como: Censos Nacionales, Alcaldías Y EL MINSA. En todo caso si estas instituciones no cuentan con una información actualizada del lugar donde se realizará el proyecto es recomendable realizar un censo casa a casa, para así de manera obtener una información reciente de dicho lugar (Normas Técnicas obligatoria nicaraguense NTON (09-007-19), 2020).

2.6.2. Calculo de población

Para el cálculo de las poblaciones futuras se usará el método geométrico expresado por la fórmula siguiente:

$$P_n = P_o (1+r)^n$$

Donde:

P_n = Población del año “n”

P_o = Población al inicio del período de diseño

r = Tasa de crecimiento en el periodo de diseño expresado en notación decimal.

n = Número de años que comprende el período de diseño.

- **Población de diseño (P_n)**

Representa el valor máximo de población a atender por el sistema en el tiempo.

- **Población al inicio del periodo de diseño (Po)**

Es la cantidad de población registrada en el inicio del proyecto, su cálculo se determina mediante censos en la comunidad y/o mediante registros censales registrados por las alcaldías, por el Instituto Nicaragüense de estadísticas y censo.

- **Tasa de crecimiento en el periodo del diseño (r)**

Representa el comportamiento de crecimiento de una determinada población en un periodo de tiempo que normalmente es un quinquenio. Depende del nivel de educación de la población y cultural adoptado en la comunidad.

Es necesaria la investigación de las tasas de crecimiento histórico, las que sirven de base para efectuar la proyección de población. La información de datos poblacionales se puede obtener de las siguientes fuentes de información tales como: Censos Nacionales de 1950, 1963 y 1995, INIDE Y EL MINSA.

- **Número de años que comprende el diseño (n)**

Es el valor registrado como vida útil del proyecto, en el cual se valoran la caducidad de los componentes del mismo, tales como: Equipos de bombeo, pozos, red de distribución, tanques, etc. En proyectos de agua potable se adopta este valor en 20 años.

2.7. Parámetros de diseño

2.7.1. Periodo de diseños

En los diseños de proyectos de Abastecimiento de Agua se recomienda fijar la vida útil de cada uno de los componentes del sistema, con el propósito de:

- - Determinar que 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.

A continuación, se indican los períodos de diseños económicos de los elementos componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable

Tabla Nº 1. Períodos de Diseños Económicos

Tipos de Componentes	Período de diseño
Pozos excavados	10 años
Pozos perforados	15 años
Captaciones superficiales y manantiales	20 años
Desarenador	20 años
Filtro Lento	20 años
Líneas de Conducción	15 años
Tanque de almacenamiento	20 años
Red de distribución	15 años

Fuente: NTON 09 007 – 19

2.7.2. Variaciones de consumo

Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diario más la generadas por el consumo público, comercial e industrial las cuales se dictaminarán en base a la norma nicaragüense. Para las zonas rurales nicaragüense se expresan en la norma de la siguiente manera:

Consumo Promedio Diario (CPD) será igual a:

$$CMD = 1.5 * CPD + P$$

Consumo máximo hora:

$$CMH = 2.5 * CPD + p$$

$$CPD = CD + CPI + CC + CInd$$

$$CD = \frac{poblacion \times dotacion}{86,400 \text{ segundos}}$$

Donde:

CD: Consumo Doméstico:

P: Pérdidas en el sistema = 20% del CPD

CPI: Consumo Público o Institucional. $CPI = 7 \%$

CC: Consumo Comercial. $CC = 7 \%$

CInd.: Consumo Industrial. $CI = 2\%$

2.7.3. Presiones máximas y mínimas

Para brindar presiones adecuadas en el funcionamiento del sistema de abastecimiento se recomienda que éstas se cumplan dentro de un rango permisible, en los valores siguientes:

Presión Mínima: 5.0 metros

Presión Máxima: 50.0 metros

2.7.4. Velocidades permisibles en tuberías

Los valores permisibles son los siguientes:

Velocidad mínima = 0.4 m/s

Velocidad máxima = 2.0 m/s

2.7.5. Pérdidas de agua en el sistema

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% (ANA, 23 de abril 2021)

2.8. Almacenamiento

En un proyecto de cualquier sistema de abastecimiento de agua potable, deben de diseñarse los tanques o pilas que sean necesarios para el almacenamiento, de tal manera que éstos sean todo el tiempo capaces de suplir las máximas demandas que se presenten durante la vida útil del sistema, además que también mantengan las reservas suficientes para hacerles frente, tanto a los casos de interrupciones en el suministro de energía, como en los casos de daños que sufran las líneas de conducción o de cualquier otro elemento (ANA, 23 de abril 2021).

2.8.1. Localización

Los tanques estarán situados en sitios lo más cercano posible a la red de distribución, teniendo en cuenta la topografía del lugar y debe ser tal que produzca en lo posible, presiones uniformes en todos y cada uno de los nodos componentes de dicha red.

2.8.1.1. Altura mínima

La altura del fondo del tanque debe estar a una elevación tal que, una vez determinadas las pérdidas por fricción a lo largo de las tuberías entre el tanque y el punto más desfavorable, de modo que resulte todavía una altura disponible suficiente para proporcionar la presión residual mínima establecida.

2.8.2. Tipos de tanques y capacidades en el mercado actual

Los tipos de tanque que se han recomendado construir en el país son los siguientes:

2.8.2.1. Tanque sobre el suelo

Se recomienda este tipo de tanque en los casos siguientes: Cuando la topografía del terreno lo permita y en comunidades rurales que dispongan localmente de materiales de construcción como piedra bolón o cantera. En el diseño de los tanques sobre el suelo debe de considerarse lo siguiente:

- a) Cuando la entrada y salida de agua es por medio de tuberías separadas, estas se ubicarán en los lados opuestos con la finalidad de permitir la circulación del agua.
- b) Debe considerarse un paso directo y el tanque conectado tipo puente (bypass), de tal manera que permita mantener el Servicio mientras se efectúe el lavado o reparación del tanque.
- c) La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- d) Se instalarán válvulas de compuerta en todas las tuberías, limpieza, entrada y salida con excepción de la de rebose, y se recomienda que las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- e) Se recomienda que los tanques tengan una altura máxima de 3.0 metros, con un borde libre de 0.50 metros y deberán estar cubiertos con una losa de concreto. En casos especiales se construirán tanques de acero sobre el suelo.

2.8.2.2. Tanques elevados

En el diseño de tanques elevados que generalmente son de acero debe de considerarse lo siguiente.

- a) El nivel mínimo del agua en el tanque debe ser capaz de lograr presiones adecuadas en la Red de distribución.
- b) Se debe emplear la misma tubería de entrada y salida del agua, en el caso que el sistema fuese del tipo Fuente-Red-Tanque.
- c) La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- d) 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.
- e) Debe considerarse los demás accesorios como; escaleras, dispositivos de ventilación, acceso con su tapadera indicador de niveles y en caso especiales una luz roja para prevenir accidentes aéreos en vuelos nocturnos.

Tipo cisterna

Este tipo de almacenamiento se recomienda en pequeñas granjas o comunidades rurales donde se carece de aguas superficiales, o subterráneas, por lo tanto, el agua de lluvia es la fuente disponible de abastecimiento local.

El agua de lluvia que escurre en los sistemas de techos se conduce a través de canales y ductos de bajantes a las cisternas de almacenamiento situado sobre el piso o soterrado. La cisterna puede ser construida de mampostería u hormigón armado, en ella se puede emplazar una bomba de mano de acción directa o de mecate para la distribución de agua. (09-007-19), 2020).

2.8.2.3. Capacidad disponible

En el mercado actual de Nicaragua las capacidades disponibles varían según la demanda, la marca y la disponibilidad en donde se realice la compra, estos pueden

almacenar desde 500, 600, 1000, 5,000; 6,000; 10,000; 15,000; hasta 22,000 y 25,000 litros de agua, de acuerdo a la necesidad de la demanda de la población, las empresas que disponen de tanques son plastitank, casa del tanque, Rotoplas entre otras empresas.

2.9. Equipo de bombeo

2.9.1. Tipos de bombas

Las bombas más frecuentemente usadas en el abastecimiento de agua son las bombas centrífugas, horizontales y verticales, y las bombas sumergibles. El proyectista de acuerdo con las características del proyecto; seleccionará el tipo de bomba más adecuada a las necesidades del mismo.

2.9.1.1. Bombas centrífugas horizontales

Son equipos que tienen el eje de transmisión de la bomba en forma horizontal. Tienen la ventaja de poder ser instaladas en un lugar distinto de la fuente de abastecimiento, lo cual permite ubicarlas en lugares secos, protegidos de inundaciones, ventilados, de fácil acceso, etc. Este tipo de bomba se debe emplear en cisternas, fuentes superficiales y embalses. Por su facilidad de operación y mantenimiento es apropiado para el medio rural. Su bajo costo de operación y mantenimiento es una ventaja adicional. Se pueden clasificar, de acuerdo con la posición del eje de la bomba con respecto al nivel del agua en la cisterna de bombeo, en bombas de succión positiva y bombas de succión negativa. Si la posición del eje está sobre la superficie del agua, la succión es positiva y en la situación inversa la succión es negativa.

2.9.1.2. Bombas centrífugas verticales

Son equipos que tienen el eje transmisión de la bomba en forma vertical sobre el cual se apoya un determinado número de impulsores que elevan el agua por

etapas, estas se deben ubicar directamente sobre el punto de captación, por lo cual casi se limita su uso a pozos profundos. Estas bombas se construyen de diámetros pequeños, a fin de poder introducirlas, los cuales exigen diámetros pequeños por razones de costo. La ventaja principal de estos equipos es su versatilidad y su capacidad para trabajar en un amplio rango de velocidades. Entre sus desventajas están lo ruidosas que son y la estricta verticalidad que exige a los pozos para su instalación. Los costos de instalación de este tipo de bombas son menores a los demandados por la instalación de una bomba de eje horizontal; sin embargo, la operación y mantenimiento exige cuidado especial y mayores costos.

2.9.1.3. Bombas sumergibles

Son equipos que tienen la bomba y motor acoplados en forma compacta, de modo que ambos funcionan sumergidos en el punto de captación; se emplean casi exclusivamente en pozos muy profundos, donde tienen ventajas frente al uso de bombas de eje vertical.

Estas bombas tienen la desventaja de poseer eficiencia relativamente baja, por lo cual, aun cuando su costo puede ser relativamente bajo, el costo de operación es elevado por su alto consumo de energía.

Otra desventaja es que, al estar el motor y la bomba sumergidos, no existe forma de llegar a ellos cuando están instalados, en otras palabras, la unidad no es susceptible de recibir mantenimiento sin paralizar el bombeo (CONAGUA, Guía de diseño de redes de agua con uno o varios tanques y fuentes de abastecimiento, 2020).

2.9.2. Fuentes energéticas en el bombeo

Las fuentes de energía disponibles para el funcionamiento mecánico de las bombas son: Energía Eléctrica, Eólica, Solar y de combustión Interna. Cualquiera

de ellas puede ser utilizada en el conjunto unidad de bombeo y su selección depende del tema de costos de operación, acceso a red nacional, etc.

2.10. Línea de conducción y red de distribución

2.10.1. Línea de conducción

EL abastecimiento del agua a un poblado se logra mediante el transporte de este importante vital liquido desde la fuente de abastecimiento hasta un sitio ubicado en posicion elevada y su posterior distribucion. Las obras de conduccion forman parte de un sistema de agua que de acuerdo a su diseño tiene un impacto economico en la operación del mismo.

Dentro de un sistema de abastecimiento de agua potable se llama linea de conduccion al conjunto integrado por tuberias, estaciones de bombeo y dispositivos de control, que permiten el transporte del agua desde una sola fuente de abastecimiento hasta un solo sitio donde sera distribuida en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presion.

La conduccion por bombeo es necesaria cuando se requiere adicionar energia para obtener la carga dinamica asociada con el gasto de diseño. Este tipo de conduccion se usa generalmente cuando la elevacion del agua en la fuente de abastecimiento es menor a la altura piezometrica requerida en el punto de entrega.

El equipo de bombeo proporciona la energia necesaria para lograr el transporte del agua (ANA, 23 de abril 2021).

2.10.2. Línea de distribución

Es un sistema integrado por un conjunto de tuberías interconectadas, debido a la existencia de una o más fuentes de abastecimiento o sitios de distribución, está organizado por conductos cerrados que permite distribuir el agua bajo presión a

los diversos puntos de consumo, que pueden ser conexiones domiciliarias o puestos públicos; para su diseño deberá considerarse los aspectos siguientes:

- Se deberá diseñar para la condición de consumo máxima hora al final del período de diseño, el cual resulta al aplicar el factor de 2.5 al consumo promedio diario ($CMH = 2.5 \text{ CPD}$ más las pérdidas).
- El sistema de distribución puede ser de red abierta, de malla cerrada o una combinación de ambas. La red se deberá proveer de válvulas, accesorios y obras necesarias para asegurar el buen funcionamiento y facilitar su mantenimiento.

III. DISEÑO METODOLOGICO

3.1. Tipo de diseño

El diseño empleado en la presente investigación es de carácter DESCRIPTIVO con el que se describen situaciones, eventos y hechos que se realizaron en cada uno de los procesos que demandan la investigación¹.

En los cuales también se utilizó métodos cuantitativos que se manifestaron en todos los cálculos estadísticos e hidráulicos necesarios para el diseño, no obstante, también se ocurrió a métodos cualitativos en algunos procesos del desarrollo del diseño.

A continuación, se presenta la metodología que se llevara a cabo en el presente estudio, la cual se describe de acuerdo a la particularidad de cada objetivo a cumplir.

3.2. Localización

El Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable se llevará a cabo en el caserío Buena Vista ubicado en el costado sur-oeste del astillero a unos 800

metros del mismo y se encuentra entre las coordenadas 11° 55' de latitud norte y 85° 55' de longitud oeste, a una altura de 31-50 msnm.

Esta comunidad se localiza a 800 metros del Puerto El Astillero, las vías de acceso a Esta son: desde la ciudad de Granada por medio de la carretera pavimentada y tramos de camino de Macada, se accede al puerto antes mencionado, después se sigue el curso del mismo camino en empalme con dirección a la comunidad el Rayo. De este empalme el Caserío Buena Vista, se encuentra ubicada en el Costado Sur – Oeste del mismo. El acceso al caserío es posible en cualquier periodo del año.

3.3. Estudio socioeconómico

Se diagnosticará las condiciones sociales y económicas de los habitantes del caserío Buena Vista mediante encuestas y entrevistas.

Se requerirá realizar visitas in situ para entrevistas casa a casa donde los jefes de familia proporcionen información acerca de la comunidad tales como: Formación de la comunidad, principales aspectos socioeconómicos, edad, sexo, nivel de escolaridad, población actual. El censo se realizará con el fin de obtener datos de la población y aspectos sociales de la comunidad en el año de inicio del proyecto. Se aplicarán censos y entrevistas, en ambos casos se tomará datos de campo.

Los datos se procesarán en una hoja de cálculo Excel con el fin de elaborar cálculos de frecuencia, histogramas de frecuencia y promedios de variables estudiadas. Los parámetros anteriores permitirán describir las características de la población, en relación a su entorno socio-económico.

3.4. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizará en dos etapas, una de campo y otra de gabinete:

3.4.1. Etapa de campo

En la etapa de campo se cumplirá con la norma INAA (2004, pág. 2), la cual menciona que los levantamientos topográficos para realizar el diseño correspondiente deberán cumplir con los requisitos de precisión, cierre.

1- El levantamiento altimétrico se referenciará a un BM Geodésico. Se harán estacionamientos no mayores de 100 m y se tomarán todos los accidentes que se presenten entre estos estacionamientos, tales como cauces, depresiones, cunetas, alcantarillas y otras tuberías existentes, etc.

2- En lugares convenientemente ubicados que garanticen su conservación, se colocarán mojones que permitan el replanteo del polígono.

3- Se efectuará un levantamiento topográfico para la elaboración de los perfiles longitudinales del terreno en el área de estudio.

Para este tipo de estudio se requerirá efectuar un levantamiento topográfico en el sitio del proyecto; en donde se utilizara equipos como: GPS, niveles topográficos, estadía, trípode, estacas, etc., para obtener información del relieve del terreno, linderos de las casas, realización de perfiles del terreno y de acuerdo a esta información se seleccionara los lugares más favorables por donde se ubicará las redes de distribución y conducción del sistema, así como la ubicación de tanques para un óptimo funcionamiento del sistema.

3.4.2. Etapa de gabinete

En la etapa de gabinete, se descargarán los datos en formato csv, para ser exportados a Civil 3D, software con el que se realizara lo siguiente:

- Planos topográficos y perfiles del proyecto
- Planos constructivos

Todos los planos y perfiles se presentarán en las escalas que recomienda la norma en el capítulo planos (INAA, 2006, pág. 3).

3.5. Estudio de calidad y aforo

3.5.1. Aforo

En el protocolo aprobado se había propuesto un sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío buena vista en la ciudad de granada, año 2022, se decidió hacer un tanque de oscilación para abastecer al tanque de almacenamiento que brindara agua a la red en el caserío.

El caserío buena vista no cuenta con servicios de agua potable y los pozos cercanos a la localidad son privados de manera que no cuenta con tal vital líquido, La disponibilidad hídrica y subterránea en donde se realizó la investigación para proveer del vital líquido al caserío buena vista yace de un proyecto donde años atrás fue realizado y que cuenta con un pozo y un tanque que abastecen a la población existente, siendo este de óptimas condiciones y de un caudal con flujo estable todo el año, cuenta con panel solar y sus pobladores muestran anuencia a proveer del vital líquido por comunitarios del proyecto, siendo así está la disponibilidad hídrica para el caserío buena vista, teniendo en cuenta el caudal del pozo y el caudal de almacenamiento y sus debidos análisis químicos, biológicos, bacteriológicos, y del comportamiento del agua en esta zona.

La FUENTE cota 107.956 estará conectado en el juego de sartas hasta llegar a la cota 102.476 donde estará proyectado el puesto llamado TANQUE DE OSCILACION que este impulsará agua al TANQUE DE ALMACENAMIENTO en la comunidad buena vista, diseño proyectado a 20 años. El recorrido total de las tuberías es de 1,700.13 m.

Dicha fuente se considera que cumple con las condiciones requeridas para abastecer al caserío buena vista y garantizar el suministro de agua hasta el final del periodo de diseño.

3.5.2. Calidad de agua

La norma (INAA, 1999a, p. 51) establece proteger la salud pública y por consiguiente ajustar, eliminar o reducir al mínimo aquellos componentes o

características del agua, que puedan representar un riesgo para la salud de la comunidad e inconvenientes para la preservación de los sistemas de abastecimiento de agua, para lo cual se deberán seguir las siguientes instrucciones:

- 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.
- 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.

3.6. Diseño hidráulico

El diseño hidráulico se realizará en base a las normas rurales. A continuación, se describen los componentes del diseño:

3.6.1. Periodo de diseño

La norma (INAA, 1999a, p. 15) indica fijar la vida útil de cada uno de los componentes del sistema, con el propósito de:

- Determinar que 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 provisiones que deben de considerarse para incorporar los nuevos elementos al sistema.

3.6.2. Población de diseño

Para el cálculo de las poblaciones futuras se aplicará el método geométrico expresado por la fórmula siguiente establecida en la norma (INAA, 1999a, pág. 9)

$$P_n = P(1+r)^n$$

Ecuación 1

Donde:

P_n : Población del año “n”

P_0 : Población al inicio del período de diseño

r: Tasa de crecimiento en el período de diseño expresado en notación decimal

n: Número de años que comprende el período de diseño.

3.6.3. Dotación y consumo

Se optará una dotación para la población rural según el nivel de servicio en este caso se utilizará una dotación de 100 lppd para conexiones domiciliarias (NTON 09 007, 2019, pag:10).

- **Consumo doméstico (CD)**

El consumo doméstico se calculará mediante la siguiente expresión.

$$CD = P_f * \frac{\text{Dotación}}{86400}$$

Ecuación 2

Donde:

CD: Consumo doméstico, l/s

P_f : Población futura, habitantes

Dotación: 100 lppd

- **Factor de consumo institucional**

De los factores de la demanda se tomará en cuenta el consumo institucional por futuros proyectos que pudieran acontecer.

Se usará el factor del 7% de consumo doméstico (CD)

$$CI = CD \times \frac{7}{100}$$

Ecuación 3

Dónde:

CD: Consumo domésticos, l/s

CI: Consumo institucional, l/s

- **Consumo promedio diario (CPD)**

El consumo promedio diario se calculará mediante el consumo doméstico, y los factores de demanda, como se presenta en la ecuación 4.

$$CPD = C_{domestico} + C_{Institucional}$$

Ecuación 4

Donde:

CPD: Consumo promedio diario, L/s

C domestico: Consumos doméstico, L/s

C Institucional: Consumo Institucional, L/s

- **Fugas o pérdidas en el sistema**

Se determinarán las pérdidas del sistema o fugas con la siguiente expresión:

$$P_{fugas} = CPD (20\%)$$

Ecuación 5

Donde:

Pfugas: Pérdidas por fugas o sistemas

CPD: Consumo promedio diario

3.6.4. Caudales de diseño

Los caudales de diseño se basan en CPD y las variaciones de consumo, a continuación, se describen:

- **Consumo máximo diario, CMD**

El caudal de diseño para la línea de conducción será el CMD, por lo tanto, el caudal de diseño para la red de distribución es CMH.

$$\text{CMD} = 1.5 \text{ CPD} + P_{\text{fugas}} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

CPD: Consumo promedio diario

Pfugas: Pérdidas por fugas de línea de conducción

- **Consumo máximo horario, CMH**

$$\text{CMH} = 2.5 \text{ CPD} + P_{\text{fugas}} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

CPD: Consumo promedio diario

Pfugas: Pérdidas por fugas en la red

3.6.5. Sarta

- **Diámetro de la sarta.**

El diámetro de la sarta se seleccionará en base al caudal del consumo máximo diario (CMD) utilizando la Tabla N°6.4 de la norma (INAA, 1999a, pág. 24).

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \quad \text{Ecuación 8}$$

- **Velocidad en la sarta**

También se calculará la velocidad de flujo en la sarta, la cual no excederá 1.5 m/s (INAA, 1999b, pág. 53):

$$V = \frac{Q}{A}$$

Ecuación 9

Dónde:

V: Velocidad

Q: Consumo máximo diario

D: Diámetro

- **Pérdidas por fricción en la sarta**

Se determinarán las pérdidas por fricción generadas en la sarta aplicando la ecuación 10 de Hazen-Williams.

$$h_f = 10.675 \times \frac{(Q)^{1.852}}{140} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

Ecuación 10

- **Pérdidas locales**

Se determinarán las pérdidas locales generadas por accesorios en la sarta utilizando la siguiente ecuación.

$$hl = \sum_{n=1}^n K \times \frac{v^2}{2g}$$

Ecuación 11

Donde:

K: Coeficiente de pérdida

V: Velocidad

n: Cantidad de coeficientes encontrados

- **Perdida de carga total en sarta**

$$h \text{ total sarta} = hf + hl$$

Ecuación 12

Donde:

hf: Perdidas por fricción

hl: Perdidas locales

3.6.6. Línea de aducción y conducción

- **Diámetro de la línea de aducción y la línea de conducción**

Se calculará el diámetro más económico aplicando la fórmula similar a la de Bresse:

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

Ecuación 13

Donde:

D: Diámetro, m

Q: Caudal, m³/s

Basado en diámetro teórico se buscará un diámetro comercial más óptimo para la línea de conducción.

- **Velocidad**

La velocidad de flujo se establecerá con la Ecuación 9, y su valor deberá estar entre 0.6 -1.5 m/s (INAA, 1999b, pág. 53).

- **Pérdidas por fricción**

Las pérdidas de carga por fricción se calcularán con la ecuación 10 de Hazen - Williams.

3.6.7. Carga dinámica total

Se obtendrá la presión manométrica total mediante la ecuación 14.

$$CDT = HG + hs + hf_{conduccion} \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:

CDT: Carga dinámica total, m

HG: Altura geométrica, m

hs: Pérdida total de la sarta, m

hf conducción: Pérdidas por fricción, m

3.6.8. Golpe de ariete

- **Coficiente en función del módulo de elasticidad**

$$K = \frac{10^{10}}{\varepsilon} \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

K: Coficiente función del módulo de elasticidad ε del material constitutivo del material de la tubería.

- **Celeridad de la onda de presión**

Para la celeridad de la onda de presión se utilizará la fórmula de Allievi que se muestra a continuación:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D}{e}}} \quad \text{Ecuación 16}$$

Siendo:

a: Celeridad de la onda de presión, m/s

D: Diámetro de la tubería, m

e: Espesor de la tubería, m

K: Coeficiente en función del módulo de elasticidad del material constitutivo del material de la tubería.

- **Tiempo de parada**

Se determinará el tiempo de parada para sistemas de impulsión con la fórmula de Mendiluce ecuación 17, que en el caso de la conducción por gravedad se conoce como tiempo de cierre el cual es el tiempo necesario para que se reduzca la sobrepresión causada por el golpe de ariete.

$$T = C + \left(\frac{k \times L \times v}{g \times Hm} \right)$$

Ecuación 17

Siendo:

L: Longitud de conducción, m

v: Velocidad de régimen de agua, m/s)

g: Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s²

Hm: Altura manométrica proporcionada por el grupo de bombeo

- **Tiempo del recorrido de la onda de presión**

El tiempo de recorrido de la onda de presión se realizará mediante la siguiente expresión:

$$t = \frac{2L}{a}$$

Ecuación 18

Donde:

t: Tiempo, s

L: Longitud de la línea de conducción, m

a: Celeridad, m/s

- **Evaluación del tiempo de cierre y tiempo de la onda de presión**

Se evaluará el tiempo de parada con relación al tiempo de ciclo de onda de presión se realiza la siguiente expresión:

$$T > \frac{2L}{a}; \text{ Cierre lento } \text{ o } T < \frac{2L}{a}; \text{ Cierre rapido} \quad \text{Ecuación 19}$$

- **Longitud critica**

Se calculará la longitud crítica utilizando la siguiente expresión:

$$L_c = \frac{a \times T}{2} \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

a: Celeridad de la onda de presión, m/s

T: Tiempo de parada, s

- **Tipo de impulsión**

Se determinará el tipo de impulsión mediante las siguientes expresiones:

$$L > L_c; \text{ impulsión larga (se aplicara Allievi)} \quad \text{Ecuación 21}$$

$$\text{ó } L < L_c; \text{ impulsión corta (se aplicara Michaud)}$$

Donde:

L: Longitud total de tubería, m

L_c: Longitud critica, m

- **Longitud de máxima presión**

Se obtendrá la distribución de las presiones máximas en la longitud total de la tubería aplicando la siguiente ecuación:

$$L_m = L - L_c \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde:

Lm: Longitud de máxima presión, m

L: Longitud total de la tubería, m

Lc: Longitud crítica, m

- **Sobrepresión**

Si la sobrepresión es cierre rápido se calculará con Allievi:

$$\Delta H = \frac{v \times a}{g} \quad \text{Ecuación 23}$$

V: Velocidad media del flujo en la tubería (m/s).

g: Es la aceleración de la gravedad (m/s²).

a: Celeridad de la onda de presión, m/s

Si la sobrepresión es cierre lento se calculará con Michaud.

$$\Delta H = \frac{2 \times L \times v}{g \times T} \quad \text{Ecuación 24}$$

Dónde:

ΔH : Sobrepresión debida al golpe de ariete, mca.

L: Longitud de la tubería, m

v: Velocidad de régimen de agua, m/s

T: Tiempo de parada o de cierre, según el caso (s).

a: Celeridad de la onda de presión, m/s

g: 9.81 m/s²

- **Presión total en el sistema**

$$\text{presion total en el sistema} = \Delta H + HG \quad \text{Ecuación 25}$$

Donde:

ΔH : Sobrepresión

HG: Altura geométrica, m

3.6.9. Cálculo de la potencia

La potencia de la bomba se determinará con la siguiente ecuación:

$$P_b = \frac{(Q_b)(H_b)}{76(\eta)} \quad \text{Ecuación 26}$$

Dónde:

P_b: Potencia de la bomba y el motor, Hp

Q_b: Caudal de bombeo, L/s.

H_b: Altura manométrica total, m

η : Eficiencia del sistema de bombeo, $\eta = \eta_{\text{motor}} \eta_{\text{Bomba}}$

3.6.10. Selección de la bomba comercial

Se seleccionará la bomba comercial en base a la carga dinámica total (CDT) y caudal de bombeo (CMD) y usando catálogo de bombas sumergibles, se buscará una curva característica, donde se indica el punto de operación en la zona de eficiencia adecuada según el fabricante.

3.6.11. Red de distribución

Se diseñará la red de distribución tomando en cuenta el caudal consumo máximo horario utilizando la ecuación 7.

Se realizará un diseño de red abierta para la distribución en los hogares basado en conexiones domiciliarias (INAA, 1999a, pág. 34).

- **Criterios de diseño**

- Las velocidades permisibles en las tuberías estarán en el rango de 0.4 m/s a 2 m/s (INAA, 1999a, pág. 16)
- La presión mínima a considerar es de 5 metros, y la máxima de 50 metros (INAA, 1999a, pág. 16)
- La red se deberá proveer de válvulas, accesorios y obras de arte necesarias, para asegurar su buen funcionamiento y facilitar su mantenimiento. (INAA, 1999a, pág. 34)

- **Análisis hidráulico con EPANET**

La red de distribución se simulará con el software EPANET, para lo cual se hará lo siguiente:

- Se realizará un trazado de la red con Civil 3D, buscado cubrir el mayor número de viviendas, luego se exportarán en formato dxf a Epcad y Epanet.
- Se configurará las unidades de caudal a "l/s", longitud en "m" y diámetros en "mm", pérdidas de carga por fricción por Hazen-William, usando un coeficiente de rugosidad de 140, para PVC.
- El caudal máximo horario se distribuirá en caudales de nodos concentrados, para lo cual se calculará el caudal por metro lineal de red, este valor unitario se multiplicará por las longitudes de los tramos de la red según la distribución de las viviendas.
- Se realizará una simulación con demanda máxima horario, para analizar las presiones y velocidades en la red.
- Se realizará una simulación demanda cero para analizar las presiones hidrostáticas máximas en la red.
- Se hará una simulación de cloro para analizar el cloro residual, el cual deberá estar entre 0.2 y 0.5 mg/L.

- **Resultados de análisis hidráulico**

- Se presentarán informes con formato de tablas con las presiones en cada nodo, con las velocidades en las tuberías y el cloro residual en las mismas.
- Se realizarán perfiles de: Cotas, presiones y línea piezométrica, también mapa de evolución del cloro residual.

3.6.12. Tanque de almacenamiento

La capacidad del tanque de almacenamiento deberá de satisfacer las condiciones que manda la norma (INAA, 1999a, p. 38), siendo volumen compensador 15% del consumo promedio diario, volumen de reserva el 20 % del consumo promedio diario. De tal manera que el tanque de almacenamiento se estimará igual al 35% del consumo promedio diario.

$$VC=15\% (CPD)$$

Ecuación 27

Donde:

VC: Volumen Compensador, m³

CPD: Consumo promedio diario, m³

$$VR=20\% (CPD)$$

Ecuación 28

Donde:

VR: volumen de reserva, m³

CPD: Consumo promedio diario, m³

$$VT=35\%(CPD)$$

Ecuación 29

Donde:

VT: Volumen Total, m³

CPD: Consumo promedio diario, m³

3.6.13. Desinfección

El hipoclorito se recomienda para abastecimiento de pequeñas poblaciones. Se recomienda hipocloración para capacidades menores de 1 kg /día y caudales de 8.2 L/s como máximo, la capacidad de la estación se calculará con la ecuación 30 (INAA, 1999b, pág. 96)

$$Ca = \frac{Q \times C}{1000}$$

Ecuación 30

Dónde:

Ca: Capacidad de diseño de la estación de cloración Kg. Cloro/día

Q: Caudal de agua, máximo horario m³ /día

C: Dosis de cloro a aplicar mg/l

3.7. Presupuesto

El presupuesto se realizará en base a las cantidades de obras, las cuales se determinaron a partir de los planos constructivos y las especificaciones técnicas correspondientes ya que es un elemento de la planeación, para obtener un mejor orden cronológico y trabajar con mayor claridad y precisión, pues refleja las cifras que se necesitan para la realización del diseño planteado.

La importancia del presupuesto está en la responsabilidad de presentar con anticipado las principales indicaciones administrativas y financieras como, por ejemplo: los materiales, mano de obra y equipos, por lo que en el análisis de precio unitario se debe considerar costo directo, indirecto, financiamiento y utilidad.

IV. ANALISIS Y PRESENTACION DE RESULTADOS

4.1. Estudio socio-económico

4.1.1. Aspectos generales

- Macro-localización

Figura № 1. Macro localización

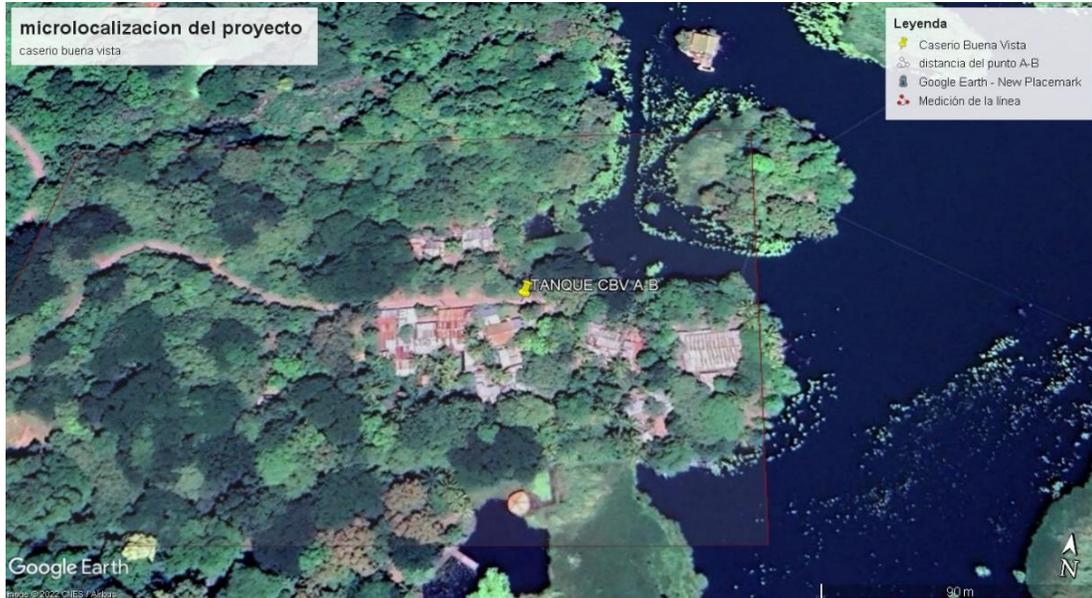


Fuente: elaboración propia

El CASERIO BUENA VISTA pertenece al municipio de Granada y está ubicado a 52 km de Managua, Capital de la República de Nicaragua; GRANADA está ubicada entre las coordenadas 11° 55' de latitud norte y 86° 57' de longitud oeste. Los límites del Municipio son Al norte: con el Municipio de Tipitapa (Dpto. de Managua) Al sur: con el municipio de Nandaime. Al este: con el municipio de San Lorenzo (Dpto. de Boaco) y el Lago de Nicaragua. Al oeste: con los Municipios de Tisma, Masaya, Laguna de Apoyo y el Municipio de Catarina. (Ver Figura № 1 Macro-localización).

- **Micro- localización de la zona de estudio.**

Figura № 2. Micro-localización del proyecto.



Fuente: Elaboración propia

EL CASERIO BUENA VISTA está ubicado en el costado sur-oeste del astillero a unos 800 metros del mismo y se encuentra entre las coordenadas 11°54'16"N de latitud norte y 85°54'10"O de longitud oeste, a una altura de 31-50 msnm.

Esta comunidad se localiza a 800 metros del Puerto El Astillero, las vías de acceso a Esta son: desde la ciudad de Granada por medio de la carretera pavimentada y tramos de camino de Macada, se Accesa al puerto antes mencionado, después se sigue el curso del mismo camino en empalme con dirección a la comunidad el Rayo. De este empalme el Caserío Buena Vista, se encuentra ubicada en el Costado Sur – Oeste del mismo. El acceso al caserío es posible en cualquier periodo del año. Es decir, de Managua hasta Granada existen 45 km y de Granada al área del proyecto hay 7 km siendo así tenemos un total de 52 km recorridos. (Ver Figura № 2 Micro-localización).

4.1.2. Aspectos físicos de la zona de estudio

La estación meteorológica más cercana al área estudiada es la Estación Climatológica del INAA -Granada, operada, mantenida y administrada por INETER. En la información solicitada y suministrada por el INETER de estudios precedentes realizados en la zona, se encuentran registradas variables de Evaporación, Velocidad de Viento, Precipitación; Humedad, Temperatura; etc. (Ver Tabla № 2 variable climatológica).

Tabla № 2. Variable Climatológica

Media	Ene	Feb	Mar	Abr	May	jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Total
Precipitación. (mm)	4.67	1.08	2.25	15	161.25	245.75	167.33	210.66	297	264.75	75.25	17.25	1459.25
Temperatura media	27.5	28	29	30.1	29.8	28.4	27.9	28.1	27.7	27.9	28	27.7	28.2
Evaporación del tanque (mm)	235.08	258.92	314.83	315.5	274.83	180.83	186.58	188.83	162.75	170.83	175.17	202.6	2666.75
Humedad relativa	68.85	66	63	60.8	67.7	76.5	77.6	77.4	81.2	77.5	73.6	71.3	71.3
Brillo solar	263.9	239.8	288.4	286.4	232	163.5	194	225.4	198.1	198.2	153.9	242.9	1643.1
Nubosidad	1.7	1.5	0.9	1	2.3	2.2	2.6	2.4	2.5	2	1.6	1.3	1.7
Veloc. Viento(m/s)	4.2	4.4	4.4	4.3	3.1	2.5	3	2.7	1.9	1.8	2.6	3.6	

Fuente: INETER

- **Temperatura**

La temperatura es casi uniforme durante todo el año. Las temperaturas mensuales mínimas absolutas varían entre 19°C (enero) y 22.4°C (junio) siendo 21.0°C el valor promedio. Las temperaturas máximas varían entre 30.3°C (octubre) y 34.0°C (abril) siendo 31.2°C el promedio.

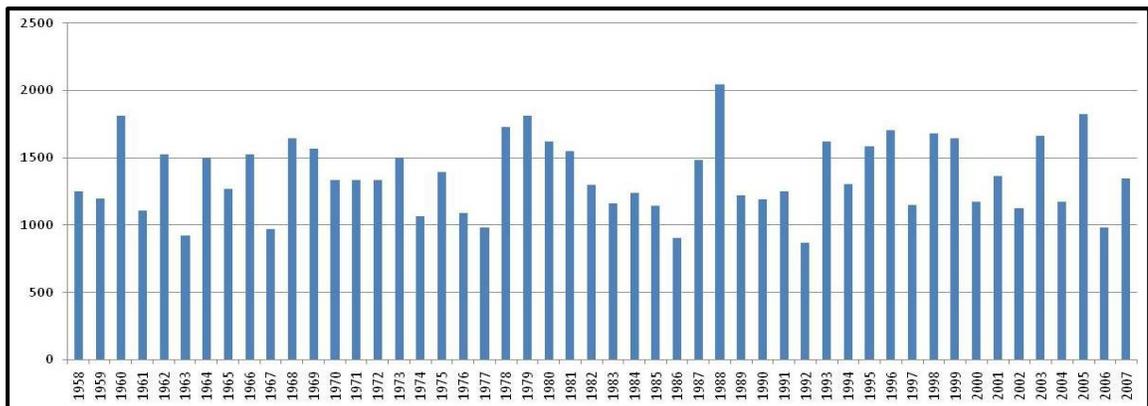
Las temperaturas mensuales medias van desde 27.5°C (octubre a enero) hasta 30.1°C (abril), siendo 28.2 °C el valor medio anual.

- **Precipitación**

Según los datos de la estación meteorológica de INETER, los niveles promedio mensuales máximos se registran en los meses de septiembre y octubre con valores que oscilan de los 250 a los 300 mm por mes.

El promedio de la precipitación anual en la ciudad de Granada y sus alrededores es de 1459.25 mm /año. Presenta variaciones entre 924 mm (1963) y 2,048 mm (1988) (Ver gráfico Nº 1 registro histórico de precipitación registrada en la estación INAA de Granada). La distribución de las precipitaciones en el año da origen a dos estaciones distintas. La estación lluviosa (húmeda o invierno), bien definida, con una duración de seis meses aproximadamente, que generalmente comienza a mediados de mayo y termina a mediados de noviembre. En esta época cae el 97.5% de la precipitación total anual. La estación seca (verano), también bien marcada y prácticamente sin precipitación, que se inicia a mediados de noviembre y finaliza a mediados de mayo. En esta época se presentan lluvias esporádicas de poca intensidad y corta duración (ver gráfico Nº 1 registro histórico de precipitación).

Gráfico Nº 1. Registro histórico de precipitación registrada en la estación INAA de Granada



Fuente: INETER

- **Evaporación**

Los datos de evaporación registrados varían entre 162.75 mm en septiembre y 215.50 mm en abril. El promedio anual alcanza los 2,666.75 mm.

En general, la evaporación alcanza sus valores máximos en los meses de febrero, marzo y abril, y los mínimos en los meses de septiembre, octubre y noviembre.

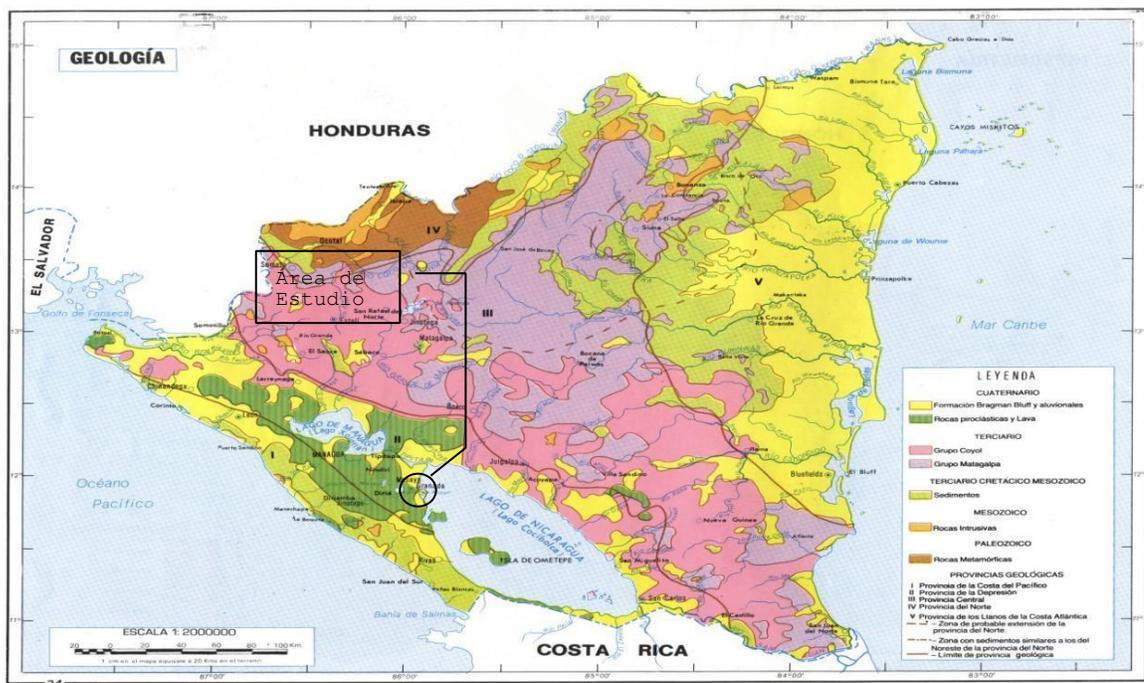
- **Vientos**

En la zona estudiada los vientos predominantes son los alisios que soplan predominantemente en dirección este-oeste. Ellos muestran condiciones de calma durante las horas de la noche, alcanzando velocidades variables durante las horas del día. Los valores medios mensuales de la velocidad del viento oscilan entre 1.8 m/s y 4.4 m/s, siendo 3.21 m/s la velocidad media mensual.

- **Geomorfología Local**

De los antecedentes geomorfológicos se desprende que el área del caserío buena vista y sus alrededores más inmediatos pertenecen a la provincia Geomorfológica conocida como Provincia Geológica de Graben o depresión Nicaragüense, estas son de origen predominantemente cuaternario, donde las elevaciones oscilan entre los 31 y 50 msnm, relativamente el terreno es bastante plano.

Figura № 3. Provincia Geológica de Nicaragua.



Fuente: INETER

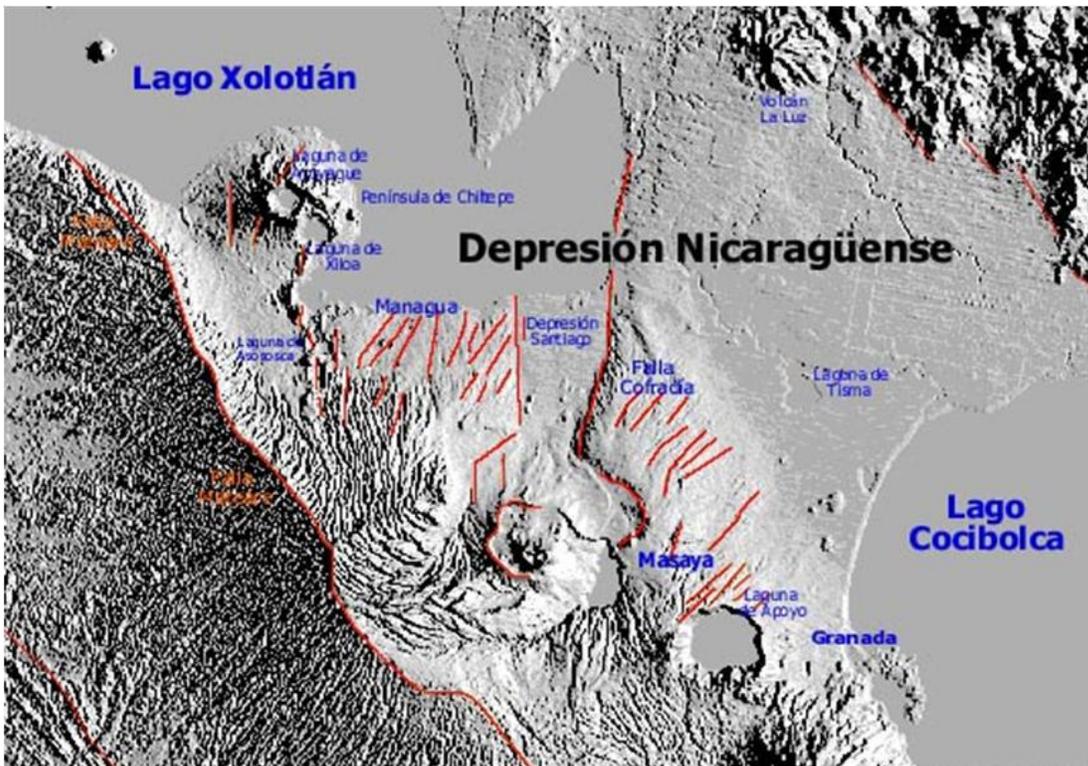
El lago cubre una superficie de 8,270 km². Su profundidad máxima es de 70 m, siendo 13 m el promedio. El lago ocupa la parte más hundida de la Depresión Nicaragüense. Su forma es aproximadamente elíptica, sus dimensiones máximas son 163 km de largo y 74 km de ancho. La superficie del agua se encuentra a una elevación de aproximadamente 31 msnm.

- **Geología local**

El área de Granada se encuentra en el borde occidental de la Depresión Nicaragüense. Esta área es típicamente volcánica y se han presentado tanto erupciones tranquilas como violentas. Probablemente, este vulcanismo se inició en el Plioceno Medio Superior y ha continuado en los tiempos históricos.

Por lo tanto, predominan las rocas volcánicas, con edades que van desde el Plio-Pleistoceno hasta el Reciente. En segundo lugar, existen depósitos aluviales del Cuaternario (ver figura Nº 4 marco geotectónico de granada y alrededores).

Figura Nº 4. Marco Geotectónico de Granada y Alrededores



Fuente: INETER

4.1.3. Aspectos sociales del caserío Buena Vista

Se efectuó un estudio socio-económico de la población del caserío Buena Vista para analizar las condiciones sociales en que viven los habitantes, efectuándose una encuesta casa a casa implementando el formato establecido por el FISE, ver anexos (anexo1 encuesta realizada a los habitantes del caserío Buena Vista).

A continuación, se muestran gráficos con los resultados obtenidos del estudio socio-económico donde se pueden apreciar número de habitantes, género, tipos de viviendas, tipos de materiales utilizados para su construcción, entre otros aspectos.

Gráfico Nº 2. Distribución de la población del caserío Buena Vista.

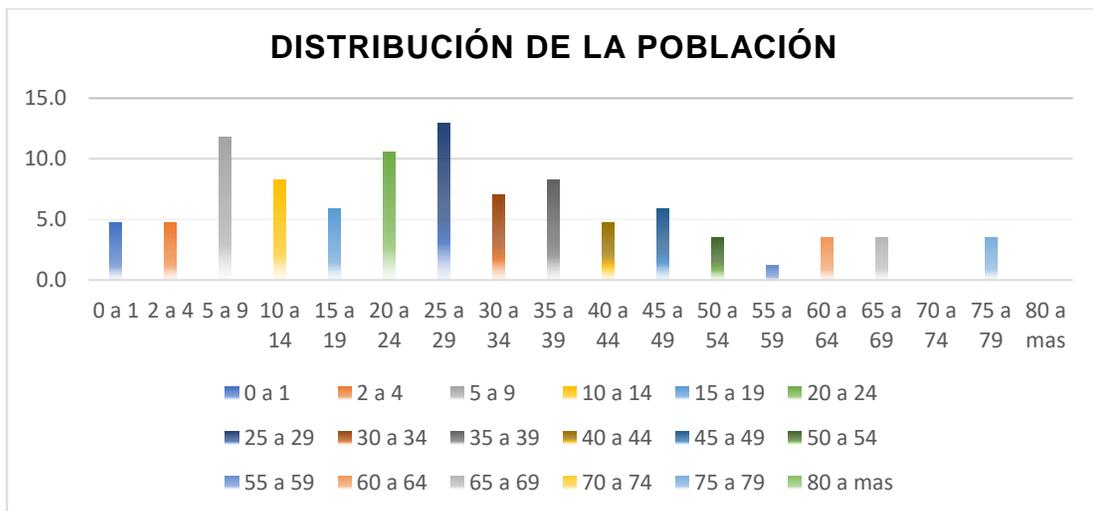
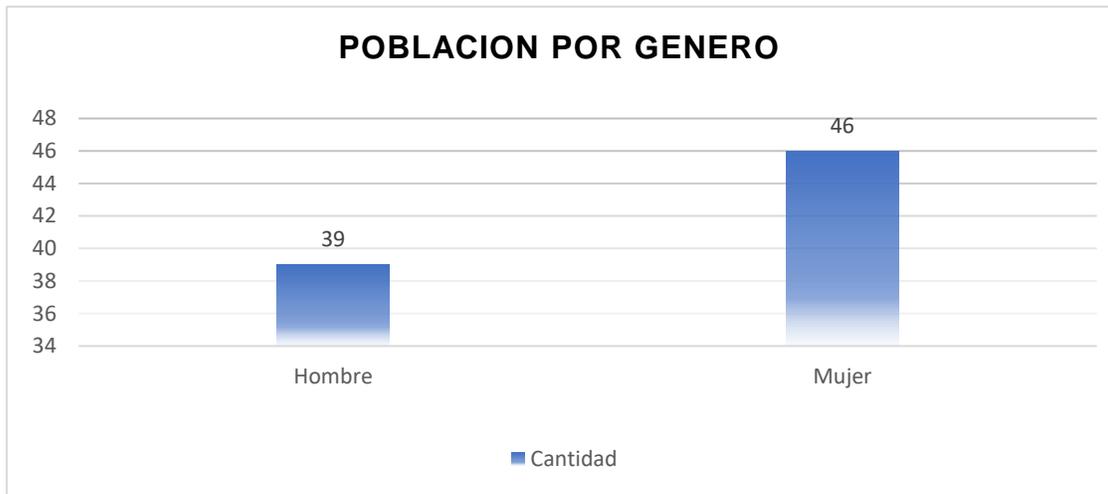
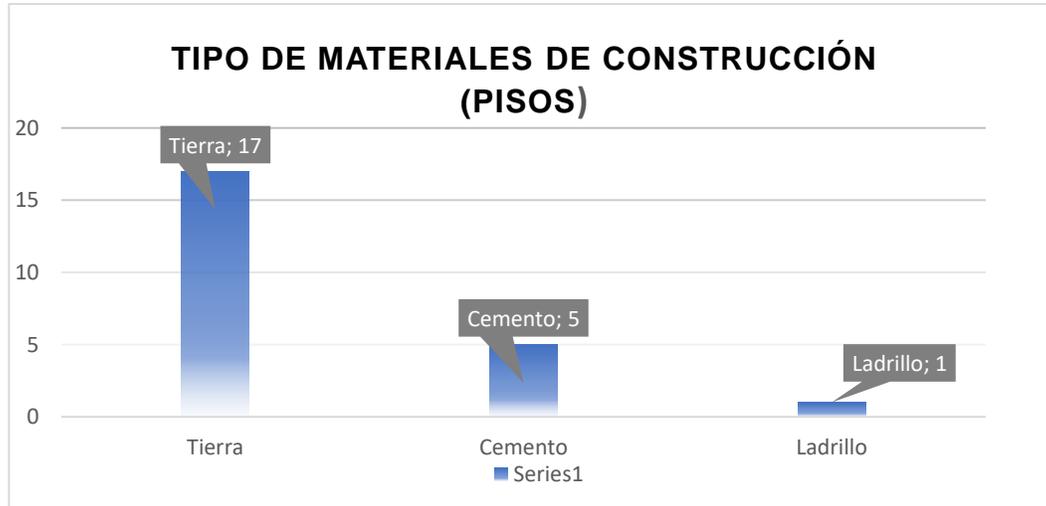


Gráfico № 3. Distribución de la población por Género



Fuente: elaboración propia

Gráfico № 4. Tipo de piso por vivienda



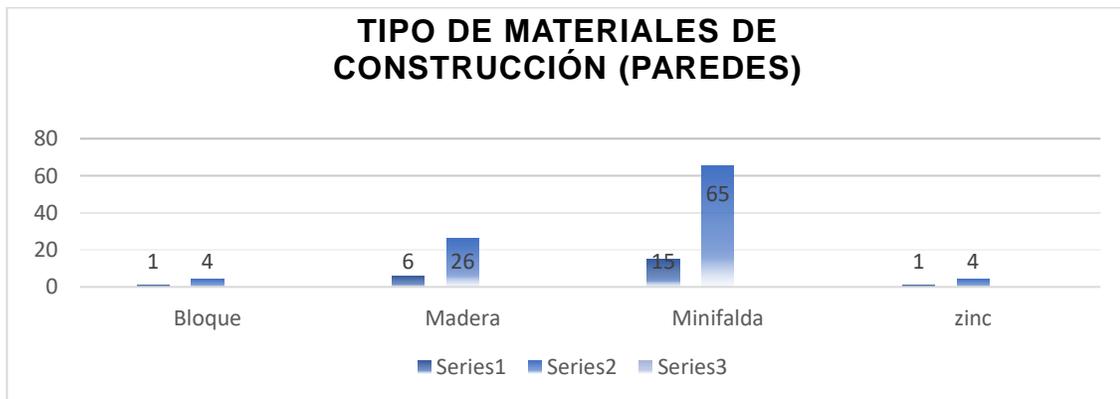
Fuente: elaboración propia

Gráfico Nº 5. Tipo de techo por vivienda



Fuente: Elaboración propia

Gráfico Nº 6. Tipo de paredes por vivienda



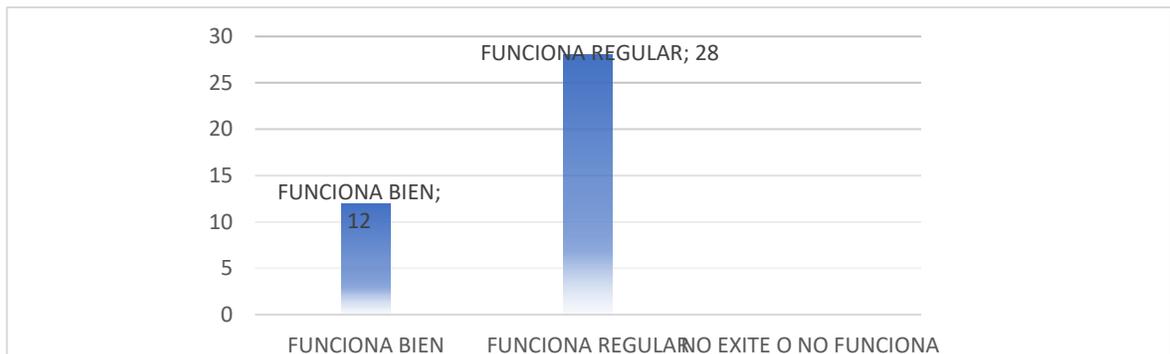
Fuente: Elaboración propia

- **Servicios Públicos**

- a) Transporte**

El acceso por el transporte público está a está limitado a dos horarios para llegar y salir, la llegada a las 9 de la mañana y la salida a las 2 de la tarde. No cuentan con servicio de ambulancia y para emergencias se debe recurrir al servicio de taxi, los cuales cobran cantidades exorbitantes para la economía de los habitantes de la comarca y es por tal motivo que el 70% de la población aduce que el transporte público (ver figura Nº 7 percepción del transporte público).

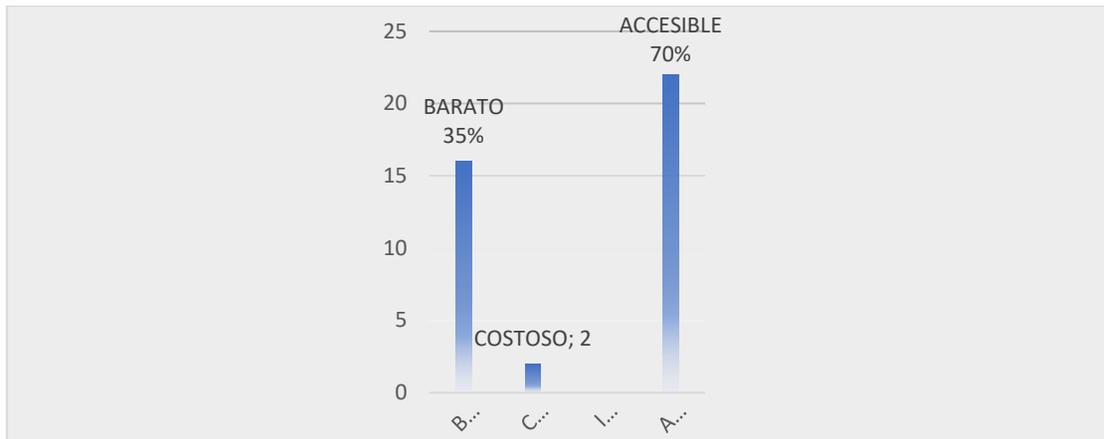
Gráfico Nº 7. Percepción del transporte publico



Fuente: Elaboración propia

Con respecto al costo del transporte un 70% opina que es accesible, ellos expresan que a como se encuentra el precio de la gasolina ven justo el valor que pagan para entrar cerca del caserío de ahí ellos tiene que optar por caminar o tomar un moto taxi ya que los buses no entran hasta el caserío se arriesga a que el bus se le dañe por el mal estado en que se encuentra el camino de acceso, y deben incurrir en gastos para cambios de llantas y mantenimiento del transporte (Ver gráfico Nº 8 Percepción del costo de transporte público).

Gráfico № 8. Percepción costo de transporte



Fuente: Elaboración propia

b) Educación

En el sector educación no existe escuela, pero si existe en la comarca el diamante, los habitantes del caserío buena vista acuden a llevar a los niños hasta la comarca ahí cuentan con la disposición de una escuela pública llamada “Pedro Joaquín Chamorro” esta cuenta con 6 aulas para capacidad de 300 alumnos a nivel de educación preescolar, primaria y secundaria, dos turnos matutino y vespertino. Este centro brinda formación escolar a jóvenes aledaños como el caserío buena visto y propio de La Comarca. (Ver Tabla № 3 distribución de alumnos por nivel educativo y horario).

Tabla № 3. Distribución de alumnos por nivel educativo y horario

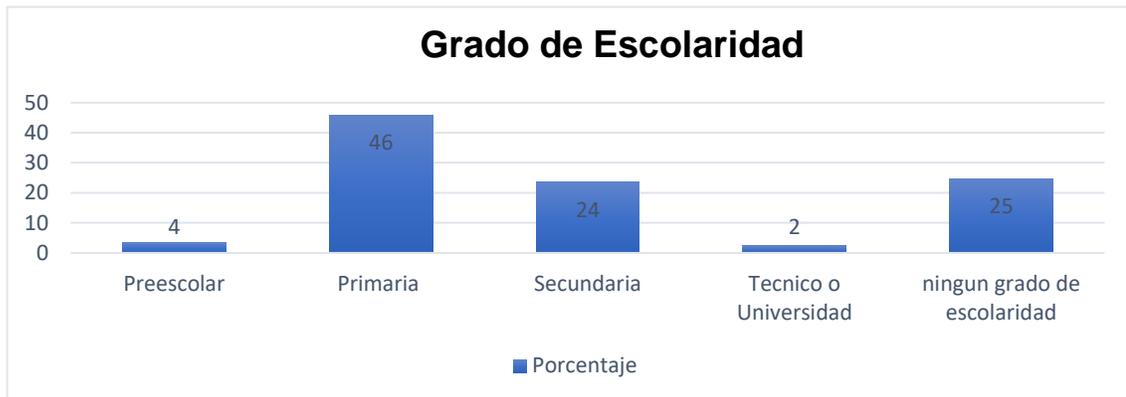
Cantidad de alumnos	Nivel de educación	Turnos
3	Preescolar	Matutino
39	Primaria	Matutino
20	Secundaria	Vespertino

Fuente: Elaboración propia

En lo porcentual un 61% de los habitantes cursa la primaria, el 31% cursa la secundaria, el 3% cursan educación técnica y un 25% no están en ninguna de las

modalidades del sistema educativo de Nicaragua. El 7% restante son niños en edad maternal (menores de 4 años). (Ver gráfico Nº 9 grado de escolaridad).

Gráfico Nº 9. Grado de escolaridad.



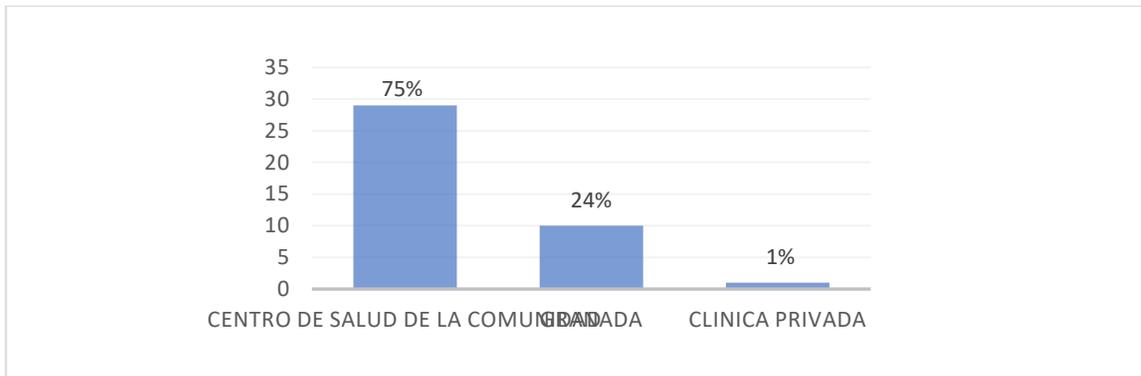
Fuente: Elaboración propia

c) Salud

En el área de la atención médica, el caserío bueno vista no cuenta con un centro de salud, pero ellos acuden al centro de salud pedro Joaquín Chamorro ubicado en granada, pero ellos también acuden a los servicios que la comarca el diamante que ellos brindan para los demás pobladores, como controles prenatales, planificación familiar, atención general e infantil.

Aún con todas estas dificultades, el 75% asiste al centro de salud y solamente el 24% recurre al centro de salud pedro Joaquín Chamorro en la ciudad de Granada y solamente el 1% asisten a clínica privada (Ver gráfico Nº 10, 11, 12, 13 centros de asistencia médica y enfermedades más frecuentes).

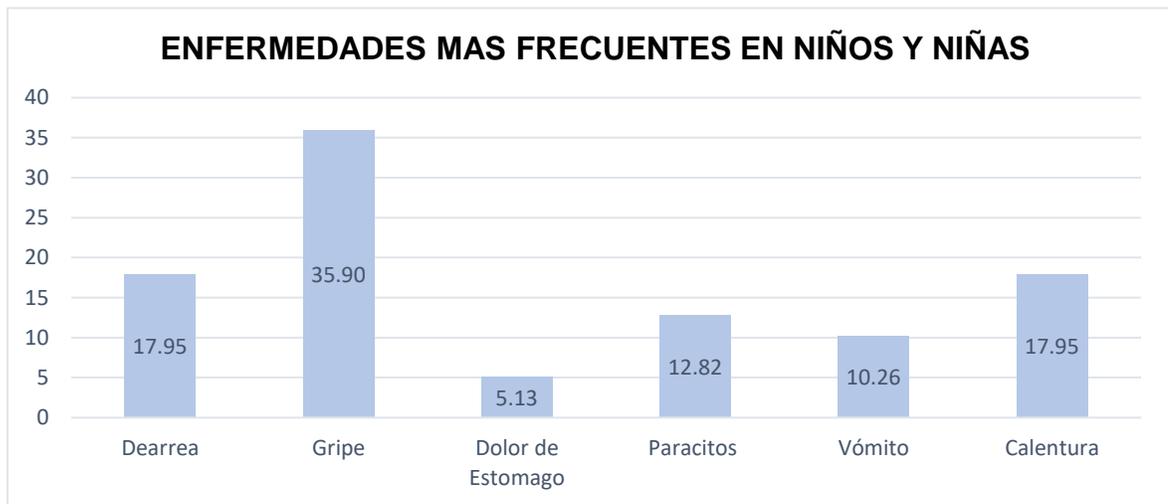
Gráfico Nº 10. Centros de asistencia médica



Fuente: elaboración propia

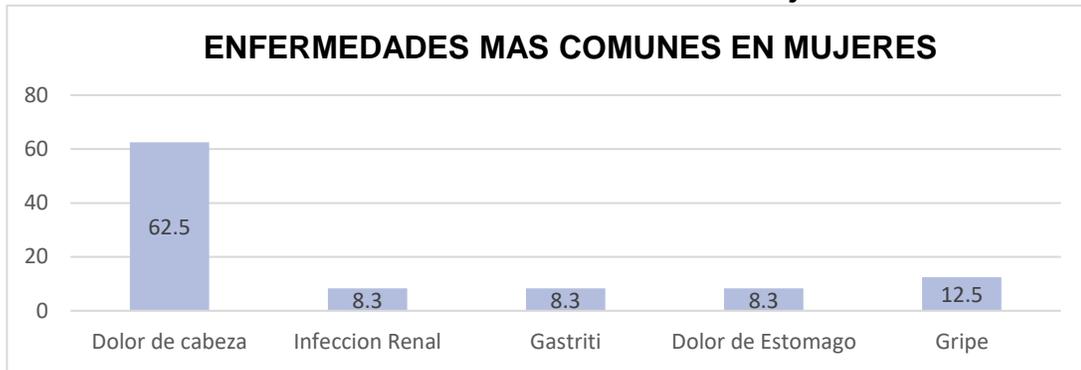
En la encuesta casa a casa se logró obtener información básica de los tipos de enfermedades que entre la población padecían los cuales son las siguientes:

Gráfico Nº 11. Enfermedades más frecuentes en niños y niñas



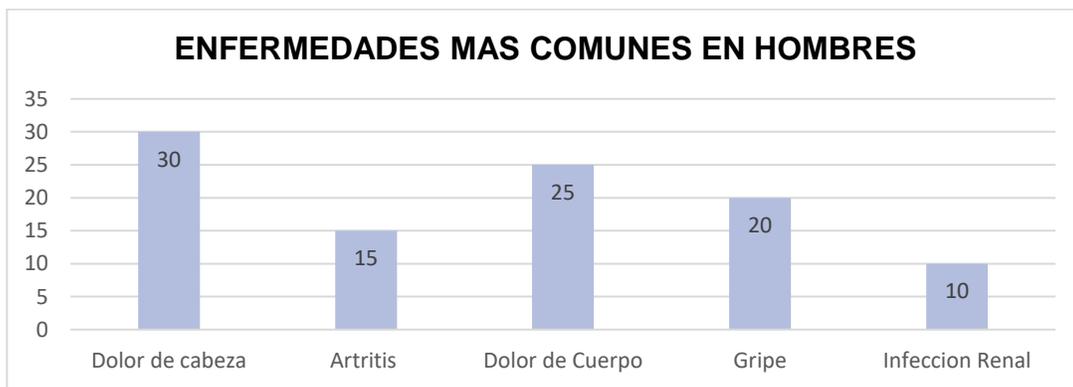
Fuente: Elaboración propia

Gráfico No 12. Enfermedades más frecuentes en mujeres.



Fuente: elaboración propia

Gráfico No 13. Enfermedades más comunes en hombres



Fuente: Elaboración propia

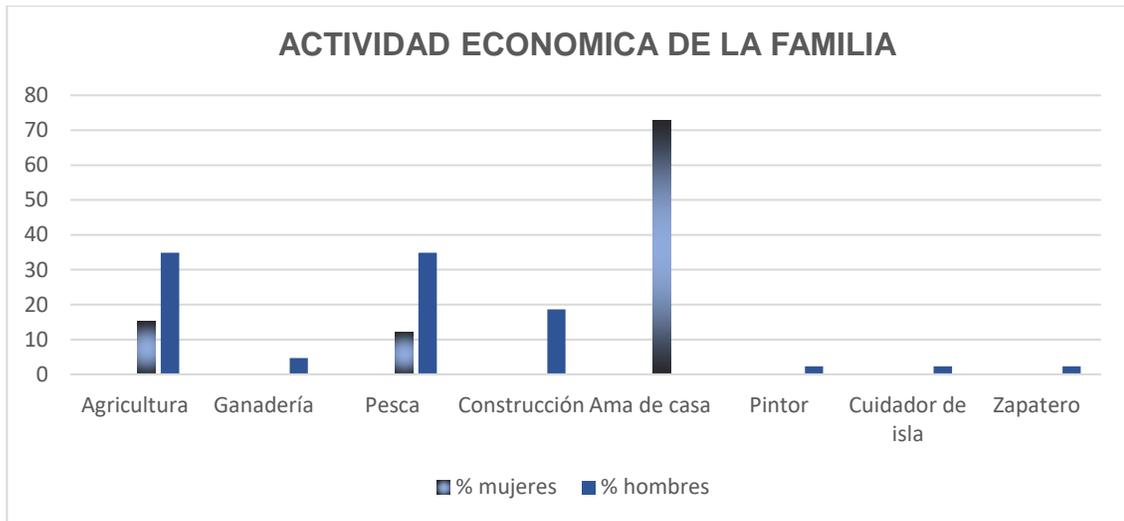
d) Energía Eléctrica

En el caserío buena vista si cuenta con servicio domiciliario de energía eléctrica, servicios de telefonía celular y canales de televisión nacional.

4.1.4. Aspecto económico de los habitantes del caserío Buena Vista

La actividad económica de los habitantes del caserío buena vista se divide de la siguiente manera; 35% comercio, 26% turismo, 18% pesca, 16% construcción, 5% agricultura (Ver gráfico No 14 actividades económicas).

Gráfico № 14 Actividades Económicas de la familia



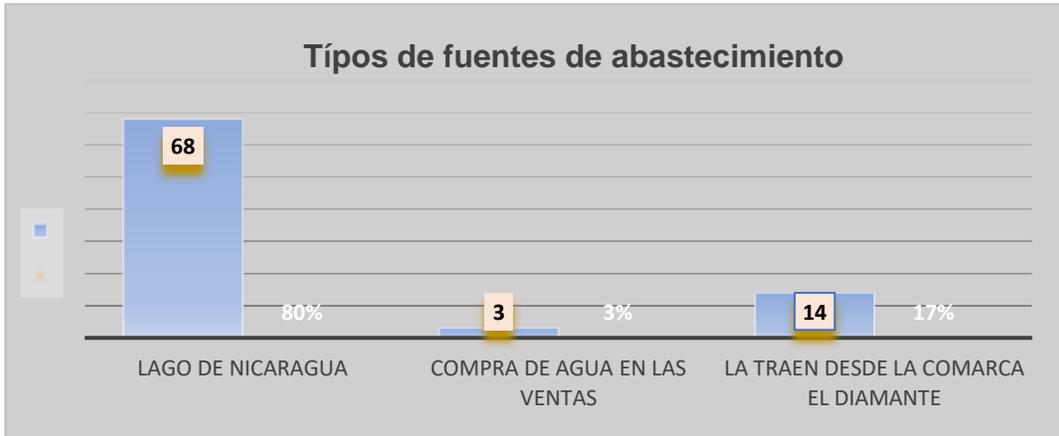
Fuente: Elaboración propia

4.1.5. Aspecto de calidad de agua y saneamiento

- **Calidad de agua**

Según datos obtenidos en levantamiento en campo los habitantes del sitio manifestaron que el agua utilizada para las labores cotidianas y consumo es extraída del lago Cocibolca, en los casos de las familias que tienen recién nacidos un 3% proviene de la compra de agua embotellada en las ventas cercanas, 17% desde Granada o de la comarca el Diamante donde ellos las acarrear hasta sus casas y un 80% consumen directamente del lago (ver figura № 15 tipos de abastecimiento).

Gráfico № 15. Tipos de abastecimiento



Fuente: Elaboración propia

Con respecto a la calidad del agua del lago según percepción de los pobladores del caserío buena vista un 37% dicen sentirla regular, un 25% expresa bueno, y un 38% confirma que es de mala calidad, sin embargo, en ninguna información recopilada en encuesta se testimonia datos de calidad de agua suministrados por laboratorio competente en el país; por lo tanto; estos datos son en base a características relacionadas con el sabor, olor y color. (Ver gráfico № 16 percepciones de la calidad del agua del lago)

Gráfico № 16. Percepción de la Calidad Del Agua del Lago.

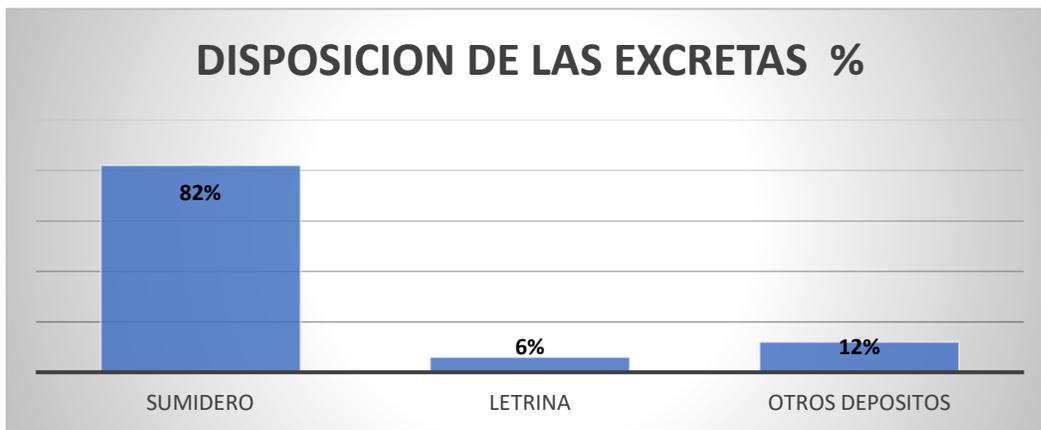


Fuente: Elaboración propia

- **Tipo de saneamiento.**

Del 100% de las viviendas del caserío buena vista cuentan con algún tipo de Saneamiento, según encuesta el 82% de las viviendas cuenta con sumidero y un 12% otros tipos y el 6% usan letrina encontrándose estos en un buen estado. (Ver gráfico Nº 17 tipos de saneamiento).

Gráfico Nº 17. Tipos de saneamiento



Fuente: Elaboración propia

4.2. Estudio topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico, en el cual se utilizó un sistema satelital, aparato electrónico, digital - portátil, brújula y cinta métrica para medir la altura del instrumento, y puntos geodésicos. (Ver tabla en anexo 4: levantamiento topográfico)

Se elaboró los planos con vista de planta y perfil para el sistema general del proyecto utilizándose para tales efectos herramientas topográficas, GPS, softwares (AutoCAD, Epanet Map Source, Google Earth), programa Excel.

Donde una vez que estos se encuentran estructurados y procesados en planos x e y permiten analizar puntos e interpretar los resultados los cuales se basan en un análisis exhaustivo de ubicación espacial de casas, caminos existentes, fuentes de agua, pozo, longitud de líneas de conducción, obras mayores y menores , equipos, instalación de tuberías en proyecto, instalación y ubicación de tanque, bases estructurales , torre, BM del proyecto para inicios de fase de construcción, corrida de software Epanet por diseños hidráulicos, etc. Este set de planos se detalla en anexo 4 y se encuentran con la numeración y leyenda respectiva descrita en cajetín del plano desarrollado para el diseño.

- **Perfiles Topográficos**

Las características topográficas del terreno es información indispensable para la realización del diseño geométrico e hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable, el trabajo se enfoca en el levantamiento de perfiles longitudinales para la línea de aducción que inicia en el sitio propuesto de la toma del agua de la fuente hasta el tanque de oscilación de ahí hasta la instalación del tanque de almacenamiento y georreferenciación de las casas que serán beneficiadas con el sistema de abastecimiento de agua y de esta forma poder elaborar el plano geométrico de la red de distribución.

La elaboración de planos Topográficos en el área de estudio nos permite visualizar las posibles ubicaciones de las futuras obras civiles, conexiones domiciliarias, caminos o accesos de entrada y salida del área y el levantamiento para las líneas de conducción y red de distribución. (Ver anexo 4, levantamiento topográfico).

4.3. Estudio aforo de la fuente y calidad de agua

4.3.1. Aforo

La fuente que se utilizara en este proyecto proviene del tanque que abastece a la comunidad La Playita, donde los pobladores muestran anuencia de proveer del vital líquido para nuestro proyecto, dicha fuente se considera que cumple con las

condiciones requeridas para abastecer al caserío buena vista y garantizar el suministro de agua hasta el final del periodo de diseño.

La capacidad de su tanque de almacenamiento es de aproximadamente 10,000 litros, donde ellos aseguran agua para su comunidad con capacidad de 7,587 litros (8 m^3), para el periodo de 20, aprovechando dicha fuente se hace mención de algunos parámetros hidrogeológicos del pozo que abastece a nuestra fuente La información Hidrogeológica proporciona por el Ing. Horacio Gonzales Arias quien nos brindó de su conocimiento al estudio hidrogeológico que realizó en febrero del 2013, muestra que la superficie del área del acuífero de interés, es decir el pozo que abastece al tanque de la comunidad La Playita que será nuestra fuente en este proyecto; es de aproximadamente 26 km^2 . De esta superficie pertenecen unos 23 km^2 a la llanura volcánica y 3 km^3 a la llanura aluvial. Por lo tanto, el volumen total de la recarga directa en el área es de aproximadamente 374.5 mm/año (equivalentes a $9,737,000 \text{ m}^3/\text{año}$, la dirección de flujo del agua es del oeste al este, es decir hacia el Lago de Nicaragua, se trata de un acuífero libre. (Ver figura Nº 5 mapa de isofreáticas del acuífero de granada), este se encuentra un importante potencial de agua subterránea aprovechable.

Figura Nº 5 Mapa de isofreáticas del acuífero de Granada



Fuente:

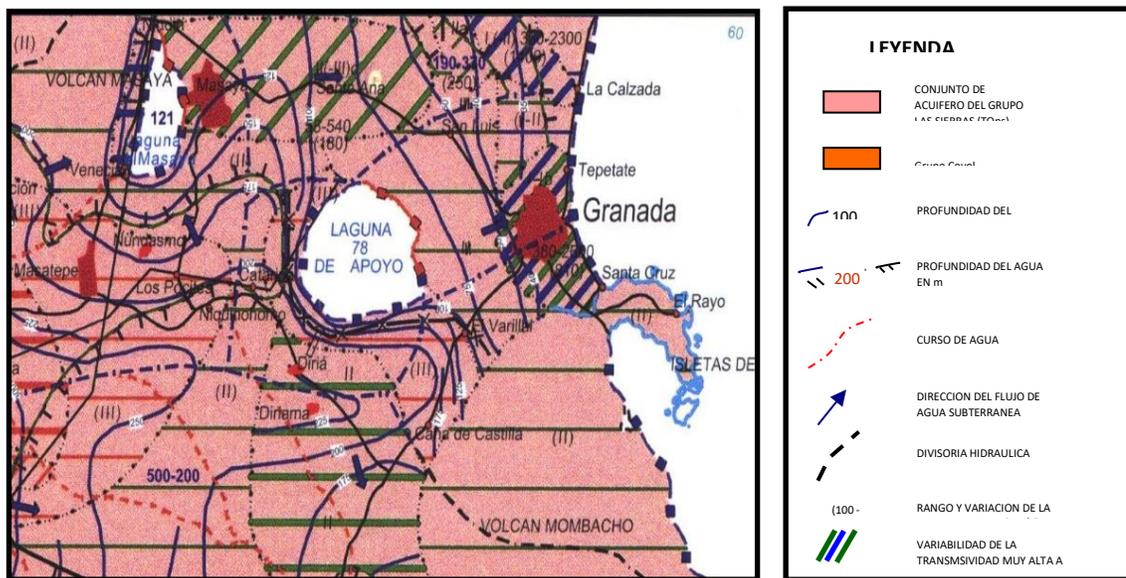
INETER 2006, FICHNER W&T-HY TSA, 2011

- **Hidrología Subterránea de la fuente de interés**

En la Depresión Nicaragüense el agua subterránea proviene principalmente de las infiltraciones de las lluvias que caen sobre ella. En la zona del área de interés el agua subterránea se encuentra almacenada en los espacios de intersticios o intergranulares de los depósitos Cuaternario y Terciarios y en las grietas, fracturas y fallas, aún abiertas que afectan a los conglomerados, tobas, flujos de lodo y lavas fracturadas o agrietadas. (Ver figura Nº 6 mapa del acuífero de granada).

Figura Nº 6. Mapa Hidrogeológico del acuífero de Granada

Fuente: INETER-COSUDE, 1998

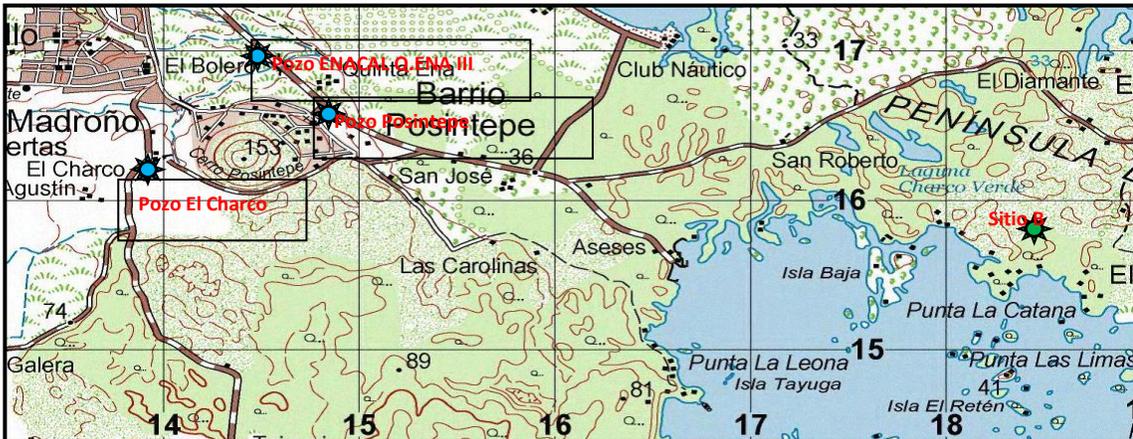


A fin de obtener información técnica relevante se identificaron tres pozos perforados, uno propiedad de ENACAL (Q. ENA III), uno comunal (Posintepe) y un pozo privado denominado El Charco. Estos pozos fueron localizados a más de tres Kilómetros del pozo perforado que abastece a nuestra fuente-tanque. Dicho pozo presenta perspectivas hidrogeológicas favorables para el aprovechamiento del agua subterránea, ubicado en el Sitio B, E -618422 y N-1315841. (Ver Figura Nº 7 mapa de ubicación de pozos).

De manera que las capacidades del pozo que está conectado a la fuente-tanque fueron puesto a prueba para su debida determinación de sus capacidades a fin de

estimar la descarga variable durante las pruebas de bombeos, el caudal inicial se determinó de 1.5 a 2.0 y sus debidas pruebas de bombeo durante 24 horas.

Figura Nº 7 Mapa de ubicación de pozos perforados y del pozo que alimenta a la fuente-tanque



Fuente: INETER hoja topográfica Granada 3051 IV- 2006; Esc. 1:50000

4.3.2. Calidad de agua de la fuente tanque

El análisis físico-químico y materiales pesados elaborados en laboratorio a fin de determinar si la fuente es viable para consumo humano (véase en anexo 3.1) reflejaron resultados satisfactorios, ya que los elementos analizados se encontraron dentro de los parámetros establecidos por las normas (CAPRE).

En cuanto al análisis Bacteriológico. Sanitario de la fuente que alimenta al tanque que nos proporcionara agua al Caserío Buena Vista (véase en anexo 3.3) se detectó en la muestra la presencia de coliformes E.coli, encontrándose fuera del rango de las normas, es decir que el agua no se puede consumir directamente de la fuente en su estado natural. De acuerdo a las consideraciones del laboratorio Médicos- Químicos BEGOECHEA, S.A, la comunidad La Playita implemento solucionar este problema bacteriológico con un tratamiento químico, el cual es una dosificación de hipoclorito de sodio al 1%, con equipo inyector acoplado a la red de la comunidad cuando la unidad de bombeo esté en funcionamiento.

Para proteger la calidad del agua que se trasladara hasta el Caserío Buena Vista se debe prever las condiciones presentes y futuras para la preservación de las fuentes de agua evitando contaminaciones del tipo, doméstico, agrícola, industrial, o de cualquier otra índole, para lo cual se presenta las respectivas recomendaciones, con base a las disposiciones legales existentes emitidas por las instituciones encargadas de la vigilancia, control, preservación y mejoramiento del medio ambiente tales como INAA, MARENA, INETER etc.

- **Tratamiento químico del agua del Caserío Buena Vista**

Debido a que la desinfección se realiza únicamente en la red de la comunidad La Playita, se procedió a realizar una desinfección de manera independiente en nuestra red en el Caserío Buena Vista. El tratamiento químico con que se diseñó la desinfección de nuestra red es hipoclorito de sodio en concentración al 1%, con el objetivo de desinfectar el agua para la eliminación de bacteria.

Para acueductos rurales los caudales son bajos y por tanto la cantidad de cloro a usarse es también poca, para fines de uso doméstico y consumo humano se utilizaron las concentraciones máximas permisibles de los parámetros en la Normas CAPRE. (Inciso 6.5.1).

4.3.3. Localización del proyecto

El lugar donde se localiza el Caserío Buena vista es bastante plano y se encuentra entre 31-50 metros de altura sobre el nivel del mar, asentado sobre rocas Cuaternarias Volcánicas del grupo lávico, consistente en rocas volcánicas recientes depositadas en aguas someras, es un área evidentemente agrícola, en dirección al volcán Mombacho las elevaciones son mayores el cuerpo de agua superficial más cercano es el Lago de Nicaragua el cual bordea el costado sur del área. El terreno, donde se atenderá de agua a la población, presenta pendientes que oscilan de 1-5 %, que se extiende hacia la costa del lago.

La topografía favorece la adaptación de futuras infraestructuras, lo que representa una ventaja para el proyecto. (Ver plano de levantamiento topográfico en anexo 4)

4.4. Diseño hidráulico

En este punto se realizó el diseño de todos los componentes hidráulicos del sistema de agua potable para el caserío buena vista con el fin de satisfacer las necesidades del vital líquido.

4.4.1. Periodo de diseño

Se adopta un período de diseño de 20 años, basado en la vida útil de la fuente según (INAA, 1999a, p. 15) lo que comprende un período que inicia en el año 2022 y concluye el año 2042, en el cual se proyectará la demanda de la población.

4.4.2. Población de diseño

Se investigó la tasa de crecimiento en los últimos censos de la ciudad y departamento de granada que se llevó a cabo para el año 1995 y 2005, por el INIDE VIII, la cual se muestra en la siguiente tabla. № 4.

Tabla № 4. Población por Departamento

CENSO DE NICARAGUA		
	1995	2005
GRANADA DEPARTAMENTO	155,683	168,186
fuente: censo de población y vivienda INIDE, 2005		

De igual forma se recopilaron datos de la ciudad de granada, en la siguiente tabla № 5 se muestra los datos obtenidos por los últimos censos realizados por el INIDE.

Tabla No 5. Resultado de la tasa de crecimiento censo poblacional INIDE.

CENSO DE NICARAGUA		
	1995	2005
GRANADA.CIUDAD	96,996	105,171
Fuente: censo de población y vivienda INIDE.		

En base a los datos de población del departamento y ciudad de granada se procedió a calcular la tasa de crecimiento poblacional, n , implementando el método de proporción y correlación.

Método y ecuación de proyección de la población

Proporción y Correlación	$\Delta P_{ciudad} = \Delta P_{departamento} * K_r$	$K_r = \frac{P_{ciudad}}{P_{departamento}}$
--------------------------	---	---

Fuente: METCALF, Eddy. Tratamiento y depuración de las aguas residuales. Editorial Labor. 1977.

$$P_{ciudad\ proyectada} = P_{ciudad} + \Delta P_{ciudad}$$

Donde:

$$K_r = 1.6 \%$$

$$\Delta P_{ciudad} = \text{diferencia entre año ciudad}$$

$$\Delta P_{departamento} = \text{diferencia entre año departamental}$$

$$n = \text{numero de años proyectado}$$

Para el año 2005 la tasa de crecimiento para la ciudad de granada se expresa de la siguiente manera:

$$K_r = \frac{168,186}{105,171}$$

$$K_r = 1.6 \%$$

Se procedió a realizar cálculo de proyección de población para el departamento de granada y ciudad con la siguiente formula, con $n = 17$ años, a partir del 2005 al 2022, al igual al año 2042 con $n = 20$ años del diseño.

$$P_n = P_o (1+r)^n$$

Donde:

P_n = Población del año “n”

P_o = Población al inicio del período de diseño

r = Tasa de crecimiento en el periodo de diseño expresado en notación decimal.

n = Número de años que comprende el período de diseño.

$$P_{2022 \text{ dep.}} = 168,186 * (1 + 1.6\%)^{17} = 220,283.96 \text{ habitantes}$$

$$P_{2022 \text{ ciudad.}} = 105,171 * (1 + 1.6\%)^{17} = 137,759.18 \text{ habitantes}$$

Para el año 2042 se proyectó:

$$P_{2042 \text{ dep.}} = 186,019.91 * (1 + 1.6\%)^{20} = 255,525.11 \text{ habitantes}$$

$$P_{2042 \text{ ciudad.}} = 116,823.26 * (1 + 1.6\%)^{20} = 160,473.56 \text{ habitantes}$$

Tabla № 6. Proyección de la población ciudad y departamento de granada.

CENSO DE NICARAGUA		
	2022	2042
GRANADA.DEPARTAMENTO	186,019.91	210,496.89
GRANADA.CIUDAD	116,823.26	132,195.17

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de la población de diseño se realizó el análisis de la tasa de crecimiento poblacional del año 2022 y 2042, al departamento y ciudad de granada, obteniendo una tasa de crecimiento de 1.6%. Con el objetivo de utilizar un método de proyección de población para el caserío buena vista. Esta tasa se encuentra por debajo de los rangos permitidos en la norma (INAA, 1999a, pág. 9), por lo tanto, se adopta la tasa mínima de crecimiento de 2.5%.

- **Proyección de la población**

La proyección de la población se realizó por el método geométrico al proyecto dado a que el caserío no ha alcanzado su desarrollo y que mantiene un crecimiento y una tasa fija y es el mayor uso en Nicaragua.

$$P_n = P_o (1+r)^n$$

Donde:

P_n = Población del año “n”

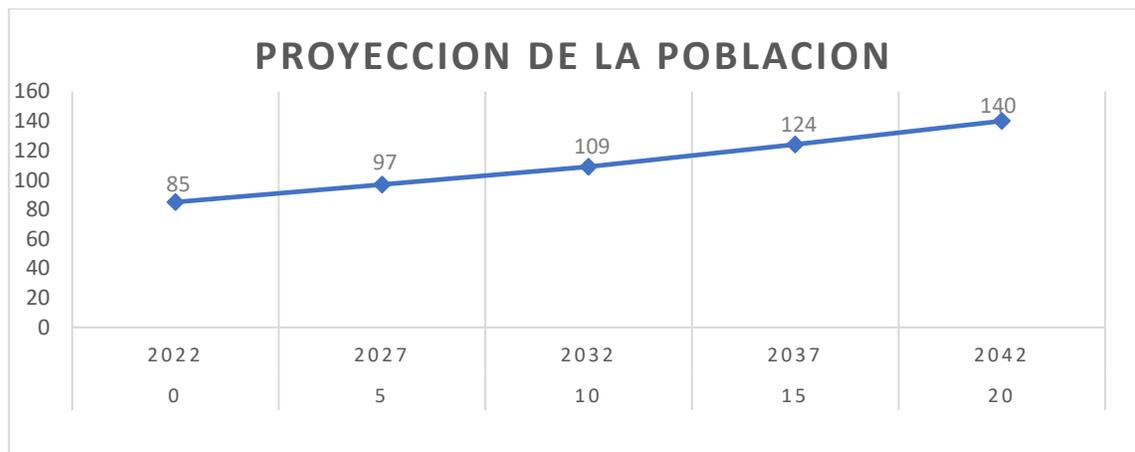
P_o = Población al inicio del período de diseño

r = Tasa de crecimiento en el periodo de diseño expresado en notación decimal.

n = Número de años que comprende el período de diseño.

$$P_{20} = 85 * (1 + 0.025)^{20} = 140 \text{ habitantes}$$

Gráfico № 18. Proyección de la población cada 5 años.



Fuente: Elaboración propia

Se tomó para este proyecto un periodo de diseño de 20 años los cuales corresponden al desde 2022 hasta 2042. Con la tasa de crecimiento ya establecida y con una base de la población actual de 85 habitantes asentados en 17 viviendas obtenida por la realización del estudio socio-económico por mi propia fuente, con un índice ocupacional de 5 hab/casa.

En cálculos posteriores la proyección futura para el periodo final de diseño en el año 2042 es de 140 habitantes, un aumento de 55 habitantes en comparación al año de inicio del proyecto, equivalente a 11 casas adicionales. (Ver Tabla № 7 proyección de la población y dotación).

Tabla № 7. Cálculo de la proyección de la población

Cálculo de proyección de población.					
n	Año	Pb	r %	(1+r) ^n	Pn
0	2022	85	2.50%	1.025	85
5	2027	85	2.50%	1.131	96
10	2032	85	2.50%	1.280	109
15	2037	85	2.50%	1.448	123
20	2042	85	2.50%	1.639	140

Fuente: Elaboración propia

- **Cálculo de la proyección de la población**

Para el cálculo de la dotación se tomaron en cuenta ciertos parámetros que establece la normativa y se determinó utilizar de acuerdo a la normativa NTON 09 007-19 (inciso 6.2.1.3 población rural concentrada).

Se dotará a la población del CASERIO BUENA VISTA de 100 lppd litros por día (lppd) equivalente a 0.0183 galones por minutos (gpm), (ver tabla № 8 cálculo de la proyección de la población cada 5 años y dotación en gpm).

Tabla № 8. Proyección de la población cada 5 años y dotación.

n	año	población base (Po)	(1+r) ^n	Pn	Dotación (gpm)
1	2022	85	1	85	0.0183
5	2027	85	1.131	97	0.0183
10	2032	85	1.280	109	0.0183
15	2037	85	1.442	124	0.0183
20	2042	85	1.639	140	0.0183

Fuente: *Elaboración propia*

4.4.3. Dotación y consumo

Para esta tarea se tomó los siguientes parámetros que establece la norma como las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diario, base para el dimensionamiento para la línea de aducción, línea de conducción y red de distribución.

- **Consumo domestico**

$$CD = \frac{\text{dotacion} \times \text{poblacion}}{86,400 \text{ segundos}}$$

$$CD = \frac{100 \text{ lppd} \times 140 \text{ personas}}{86,400 \text{ segundos}}$$

$$CD = 0,162 \text{ L/s}$$

Donde:

Dotación: cantidad de litros por persona por día (lppd)

86,4000: cantidad de segundos que tiene el día.

Es necesario considerar las pérdidas que se presentan en cada uno de los componentes, la cantidad total de agua perdida y desperdicios en el suministro de agua potable se fija como un porcentaje del consumo promedio diario cuyo valor

no deberá ser mayor del 20%. En cuanto al porcentaje de sitios públicos se utilizó 7%. (Ver tabla № 9 de variaciones de consumo litros por segundo).

- **Consumo Promedio Diario (CPD)**

Debido a que en el área de estudio donde instalara el sistema de abastecimiento de agua potable es una pequeña comunidad que no cuenta con industrias, comercios, solo se tomara en cuenta en el cálculo del caudal promedio diario el consumo institucional.

- **Consumo público e institucional (C_{Inst})**

$$C_{Inst} = 7\% \times CD$$

$$C_{Inst} = 0.07 \times 0.162 \frac{l}{s}$$

$$C_{Inst} = 0.01134 \text{ l/s}$$

- **Consumo promedio diario (CPD)**

$$CPD = CD + C_{Inst}$$

$$CPD = 0.162 + 0.01134 \text{ l/s}$$

$$CPD = 0.1733 \text{ l/s}$$

- **Perdidas en el sistema: (h_f)**

$$h_f = 20\% \times CPD$$

$$h_f = 0.2 \times 0.1733 \frac{l}{s}$$

$$h_f = 0.0347 \text{ l/s}$$

4.4.4. Caudales de diseño

Los caudales de diseño se calcularon mediante la ecuación CMD y ecuación CMH, como se muestran al aplicar las ecuaciones siguientes:

- **Consumo máximo día (CMD)**

$$CMD = (1.5 * CPD) + h_f$$

$$CMD = (1.5 \times 0.1733) + 0.0347$$

$$CMD = 0.2947 \text{ l/s}$$

- **Consumo máximo hora (CMH)**

$$CMH = 2.5 * CPD + h_f$$

$$CMH = (2.5 \times 0.01733) + 0.0347$$

$$CMH = 0.4681 \text{ l/s}$$

Tabla No 9. Variaciones de consumos en litros por segundo y almacenamiento.

Tabla de variaciones en litros por segundo.										
P	Año	pob.	Dotac.	CD	CI 7% cpd	CPD	Fugas	CMD	CMH	Almac
n			lppd	lps	lps	lps	20.00%	lps	lps	35.00%
0	2022	85	100	0.0984	0.0069	0.1053	0.0211	0.1790	0.2842	3.1833
1	2023	87	100	0.1008	0.0071	0.1079	0.0216	0.1834	0.2913	3.2628
2	2024	89	100	0.1034	0.0072	0.1106	0.0221	0.1880	0.2986	3.3444
3	2025	92	100	0.1059	0.0074	0.1134	0.0227	0.1927	0.3061	3.4280
4	2026	94	100	0.1086	0.0076	0.1162	0.0232	0.1975	0.3137	3.5137
5	2027	96	100	0.1113	0.0078	0.1191	0.0238	0.2025	0.3216	3.6016
6	2028	99	100	0.1141	0.0080	0.1221	0.0244	0.2075	0.3296	3.6916
7	2029	101	100	0.1169	0.0082	0.1251	0.0250	0.2127	0.3378	3.7839
8	2030	104	100	0.1199	0.0084	0.1283	0.0257	0.2180	0.3463	3.8785
9	2031	106	100	0.1229	0.0086	0.1315	0.0263	0.2235	0.3550	3.9754
10	2032	109	100	0.1259	0.0088	0.1347	0.0269	0.2291	0.3638	4.0748
11	2033	112	100	0.1291	0.0090	0.1381	0.0276	0.2348	0.3729	4.1767
12	2034	114	100	0.1323	0.0093	0.1416	0.0283	0.2407	0.3822	4.2811
13	2035	117	100	0.1356	0.0095	0.1451	0.0290	0.2467	0.3918	4.3881
14	2036	120	100	0.1390	0.0097	0.1487	0.0297	0.2529	0.4016	4.4978
15	2037	123	100	0.1425	0.0100	0.1525	0.0305	0.2592	0.4116	4.6103
16	2038	126	100	0.1460	0.0102	0.1563	0.0313	0.2657	0.4219	4.7256
17	2039	129	100	0.1497	0.0105	0.1602	0.0320	0.2723	0.4325	4.8437
18	2040	133	100	0.1534	0.0107	0.1642	0.0328	0.2791	0.4433	4.9648
19	2041	136	100	0.1573	0.0110	0.1683	0.0337	0.2861	0.4544	5.0889
20	2042	140	100	0.1620	0.0113	0.1734	0.0347	0.2947	0.4681	5.2430

Fuente: Elaboración propia

Se determinó que al final del periodo de diseño, la demanda de Consumo Máximo Día, litros por segundo (0.2947 l/s) y la demanda Consumo Máxima Hora litros por segundo (0.4681 l/s). (Ver tabla Nº 9. variaciones de consumo litros por segundo)

Con el valor de CMD se diseña la línea de conducción para la determinación de la capacidad del equipo de bombeo, carga total dinámica y con el valor de CMH se diseña la red de distribución para el análisis hidráulico de la red.

Se presentan en la siguiente figura Nº 8 la línea de aducción (rojo) cota 107.956 que termina en la cota 102.46 del tanque de oscilación, la línea de conducción (amarilla) que esta termina hasta el tanque de almacenamiento y la red de distribución (azul) cota 99.33 que alimenta a la población de diseño.

4.4.5. Sarta

- **Diámetro de la sarta**

Se determinó el diámetro de la sarta en base a las normas (INAA, 1999a), dando como resultado un diámetro de 1.5" de 2 m de longitud

Para el cálculo del diámetro de las tuberías, se determinó con la siguiente formula:

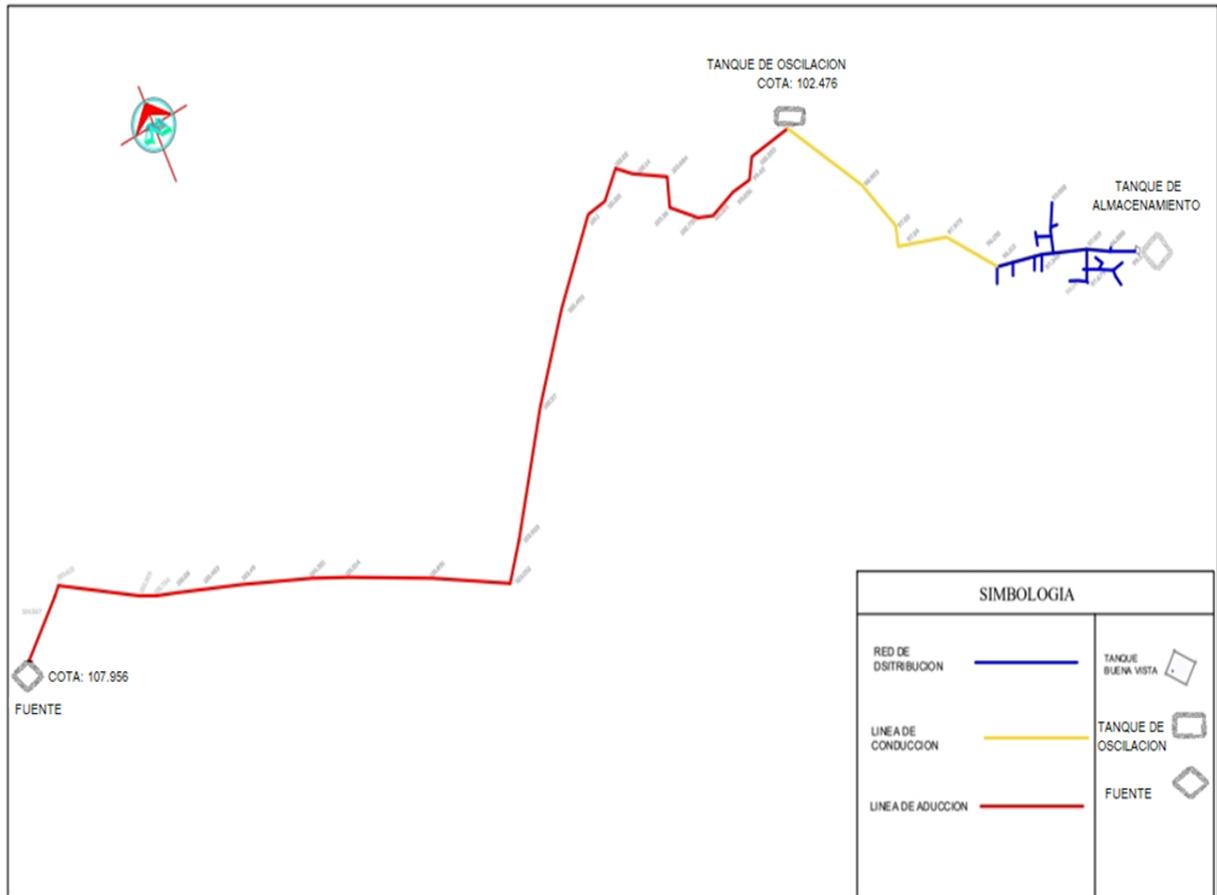
$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4(0.0003)}{3.1416(0.9)}}$$

$$D = 0.021 \text{ m/s} \sim 0.83''$$

Según la norma (INAA, 1999b, pág. 43) el diámetro mínimo en tubería será de 1½", tomando en cuenta lo antes mencionad. Se adoptó por un diámetro nominal de 1½ in (38 mm) de tubería PVC SDR-26 ASTM 2241.

Figura № 8. Plano de diseño del proyecto



Fuente: Elaboración propia

- **Velocidad de flujo en la sarta**

Se calculó la velocidad de flujo en la sarta, aplicando la ecuación 9 en donde la (INAA, 1999b, pág. 53), establece un rango de 0.6 -1.5 m/s, dando como resultado 0.19 m/s, valor inferior a lo recomendado por la norma, no obstante, en la sarta habrá una válvula de limpieza, la cual asegurará la evacuación de sedimentos.

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{0.0003 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi}{4} (0.04431 \text{ m})^2}$$

$$V = 0.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Perdidas por fricción**

Se calculó la pérdida por fricción con la formula Hazen-Williams, obteniendo el resultado utilizando de la ecuación aplicada a continuación:

$$h_f = 10.675 \times \frac{(Q)^{1.852}}{140} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

$$h_f = 10.675 \times \frac{(0.0003 \text{ m}^3/\text{s})^{1.852}}{140} \times \frac{2\text{m}}{0.04431^{4.87}}$$

$$h_f = 0.002640$$

Donde:

Hf: Pérdida de carga, m

L: Longitud, m

Q: Gasto en m³/s, D: Diámetro, m

C: Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams, el cual depende del tipo de material de los conductos.

- **Pérdidas locales**

Se calculó las pérdidas locales generadas por accesorios en la sarta aplicando la ecuación siguiente, como se muestra a continuación:

$$\sum_{n=1}^n K \times \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

K: Coeficiente de pérdida

V: Velocidad

n: Cantidad de coeficientes encontrados

Tabla № 10. Accesorios en la sarta

Accesorios	K	Cantidades	K(Total)
Tee de línea 1.5"	0.3	1	0.3
Tee a través de la salida lateral 1.5"	1.8	1	1.8
Unión Dresser 1.5"	0.3	1	0.3
Válvula de no retorno 1.5"	4.17	1	4.17
Válvula de compuerta abierta 1.5"	0.2	2	0.4
Codos 1.5"	0.4	2	0.8

Fuente: Elaboración propia

$$hl = 1 \times 0.3 \frac{(0.9 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2(9.81 \text{ m}/\text{s}^2)}; \quad hl = 0.0123 \text{ m}$$

$$hl = 1 \times 1.8 \frac{(0.9 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2(9.81 \text{ m}/\text{s}^2)}; \quad hl = 0.0743 \text{ m}$$

$$hl = 1 \times 0.3 \frac{(0.9 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2(9.81 \text{ m}/\text{s}^2)}; \quad hl = 0.0123 \text{ m}$$

$$hl = 1 \times 4.17 \frac{(0.9 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2(9.81 \text{ m}/\text{s}^2)}; \quad hl = 0.1721 \text{ m}$$

$$hl = 2 \times 0.2 \frac{(0.9 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2(9.81 \text{ m}/\text{s}^2)}; \quad hl = 0.0165 \text{ m}$$

$$hl = 2 \times 0.4 \frac{(0.9 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2(9.81 \text{ m}/\text{s}^2)}; \quad hl = 0.0330 \text{ m}$$

$$hl \text{ total en la sarta} = 0.3205 \text{ m}$$

- **Pérdidas de carga total en la sarta**

Para calcular la pérdida de carga total en la sarta se aplicó la ecuación que a continuación se expresa de la siguiente manera:

$$h \text{ total de la sarta} = h_f + hl$$

$$h \text{ total de la sarta} = 0.00264 \text{ m} + 0.3205 \text{ m}$$

$$h \text{ total de la sarta} = 0.32314 \text{ m}$$

4.4.6. Línea de aducción

- **Diámetro de la línea de aducción**

Para el cálculo del diámetro de las tuberías, se determinó con la siguiente fórmula:

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

$$D = \sqrt{\frac{4(0.0003)}{3.1416(0.9)}}$$

$$D = 0.021 \text{ m/s} \sim 0.83''$$

Según la norma (INAA, 1999b, pág. 43) el diámetro mínimo en tubería será de 1½", tomando en cuenta lo antes mencionado se adoptó por un diámetro nominal de 1½ in (38 mm) de tubería PVC SDR-26 ASTM 2241.

- **Velocidad de flujo en la línea de aducción**

Se calculó la velocidad de flujo en la línea de aducción, según la norma (INAA, 1999b, pág. 53) el valor de la velocidad deberá estar entre 0.6 -1.5 m/s, a continuación, se presentan el resultado obtenido,

$$V = \frac{Q}{A}$$
$$V = \frac{0.0003 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi}{4} (0.04431 \text{ m}/\text{s})^2}$$
$$V = 0.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se observa que la velocidad no cumple con los rangos que determina la norma debido a que la velocidad es menor a 0.6 m/s, por tanto, para evitar la sedimentación en la tubería se instalaran válvulas de limpieza.

- **Perdidas por fricción en la línea de aducción**

Se calculó la pérdida por fricción con la formula Hazen-Williams, obteniendo el resultado utilizando de la ecuación aplicada a continuación:

$$h_f = 10.675 \times \frac{(Q)^{1.852}}{140} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

Donde:

H_f: Pérdida de carga, m

L: Longitud, m

Q: Gasto en m³/s

D: Diámetro, m

C: Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams, el cual depende del tipo de material

De los conductos.

$$h_f = 10.675 \times \frac{(0.0003 \text{ m}^3/\text{s})^{1.852}}{140} \times \frac{1377.45 \text{ m}}{0.04431^{4.87}}$$

$$h_f = 1.8187 \text{ m}$$

- **Pérdidas locales en la línea de aducción**

Se calculó las pérdidas locales generadas por accesorios en la línea de aducción aplicando la ecuación siguiente, como se muestra a continuación:

$$\sum_{n=1}^n K \times \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

K: Coeficiente de pérdida

V: Velocidad

n: Cantidad de coeficientes encontrados

Tabla № 11. Accesorios en la línea de aducción

Accesorios	K	Cantidades	K(Total)
Codos de 90º	0.40	9	3.6
Codos de 45º	0.32	5	1.6

Fuente: Elaboración propia

$$hl = 9 \times 0.40 \frac{(0.9 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$hl = 0.1486 \text{ m}$$

$$hl = 5 \times 0.32 \frac{(0.9 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$hl = 0.066 \text{ m}$$

$$hl \text{ total} = 0.2146 \text{ m}$$

- **Pérdidas de carga total en la línea de aducción**

Para calcular la pérdida de carga total en la línea de aducción se aplicó la ecuación que a continuación se expresa de la siguiente manera:

$$h \text{ total de la línea de aducción} = h_f + h_l$$

$$h \text{ total de la línea de aducción} = 1.8187 \text{ m} + 0.2146 \text{ m}$$

$$h \text{ total de la línea de aducción} = 2.033$$

4.4.7. Línea de conducción

- **Diámetro de la línea de conducción**

Para el cálculo del diámetro de las tuberías, se determinó con la siguiente fórmula:

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

$$D = \sqrt{\frac{4(0.0003)}{3.1416(0.9)}}$$

$$D = 0.021 \text{ m/s} \sim 0.83''$$

Según la norma (INAA, 1999b, pág. 43) el diámetro mínimo en tubería será de 1½", tomando en cuenta lo antes mencionado se adoptó por un diámetro nominal de 1½ in (38.1 mm) de tubería PVC SDR-26 ASTM 2241.

- **Velocidad de flujo en la línea de conducción**

Se calculó la velocidad de flujo en la línea de conducción, según la norma (INAA, 1999b, pág. 53) el valor de la velocidad deberá estar entre 0.6 - 1.5 m/s, a continuación, se presentan el resultado obtenido,

$$V = \frac{Q}{A}$$
$$V = \frac{0.0003 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi}{4} (0.04431 \text{ m})^2}$$
$$V = 0.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se observa que la velocidad no cumple con los rangos que determina la norma debido a que la velocidad es menor a 0.6 m/s, por tanto, para evitar la sedimentación en la tubería se instalaran válvulas de limpieza.

- **Pérdidas por fricción en la línea de conducción**

Se calculó la pérdida por fricción con la formula Hazen-Williams, obteniendo el resultado utilizando de la ecuación aplicada a continuación:

$$h_f = 10.675 \times \frac{(Q)^{1.852}}{140} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

Donde:

H_f: Pérdida de carga, m

L: Longitud, m

Q: Gasto en m³/s

D: Diámetro, m

C: Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams, el cual depende del tipo de material

De los conductos.

$$h_f = 10.675 \times \frac{(0.0003 \text{ m}^3/\text{s})^{1.852}}{140} \times \frac{476 + 11 \text{ m}}{0.04431^{4.87}}$$

$$h_f = 0.6430 \text{ m}$$

- **Pérdidas locales en la línea de conducción**

Se calculó las pérdidas locales generadas por accesorios en la línea de conducción aplicando la ecuación siguiente, como se muestra a continuación:

$$\sum_{n=1}^n K \times \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

K: Coeficiente de pérdida

V: Velocidad

n: Cantidad de coeficientes encontrados

Tabla № 12. Accesorios en la línea de conducción

Accesorios	K	Cantidades	K(Total)
Codos de 90°	0.4	6	2.4
Codos de 45°	0.32	3	0.96
Válvula globo	7.52	1	7.52
Válvula compuerta	0.16	1	0.16
Válvula antiretorno	4.17	1	4.17

Fuente: Elaboración propia

$$hl = 6 \times 0.4 \times \frac{(0.9 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$hl = 0.099 \text{ m}$$

$$hl = 3 \times 0.32 \times \frac{(0.9 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$hl = 0.039 \text{ m}$$

$$hl = 1 \times 7.52 \times \frac{(0.9 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$hl = 0.31 \text{ m}$$

$$hl = 1 \times 0.16 \times \frac{(0.9 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$hl = 0.007 \text{ m}$$

$$hl = 1 \times 4.17 \times \frac{(0.9 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$hl = 0.172 \text{ m}$$

$$hl \text{ total} = 0.627 \text{ m}$$

- **Pérdidas de carga total en la línea de conducción**

Para calcular la pérdida de carga total en la línea de conducción se aplicó la ecuación que a continuación se expresa de la siguiente manera:

$$h \text{ total de la línea de conducción} = h_f + hl$$

$$h \text{ total de la línea de conducción} = 0.6430 \text{ m} + 0.627 \text{ m}$$

$$h \text{ total de la línea de conducción} = 1.27 \text{ m}$$

4.4.8. Carga dinámica total

La carga dinámica total está comprendida por las pérdidas en la sarta y línea de conducción, más la altura geométrica, aplicando la ecuación a como se muestra en el siguiente cálculo:

$$CTD = \textit{perdida en la sarta} + \textit{perdia en la linea de conduccion} \\ + \textit{altura geometrica}$$

$$CTD = 0.32314 \textit{ m} + 1.27 \textit{ m} + 11 \textit{ m}$$

$$CTD = 12.5931 \textit{ m}$$

4.4.9. Golpe de ariete

En el diseño se analizó la sobrepresión para una tubería de 1 1/5 PVC ASTM 2241 SDR 26, 160 PSI 11.0 bar, con diámetro interno de 48.11 m, y espesor de tubería 1.90, Norma 2241, la cual es causada por el fenómeno conocido como golpe de ariete, a continuación, se observan las ecuaciones aplicadas en los cálculos:

- **Coeficiente en función del módulo de elasticidad**

Se aplicó la ecuación 16, dando como resultado un coeficiente de 33.33.

$$K = \frac{10^{10}}{2 \times 10^8}$$

$$K = 33.33$$

- **Celeridad de la onda de presión**

Se aplicó la ecuación 17, para obtener el cálculo de celeridad dando como resultado un valor de 3 m/s, como se presenta a continuación.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 33.33 \times \frac{0.04431}{0.0019}}}$$

$$a = 344.55 \textit{ m/s}$$

- **Tiempo de parada**

Para este cálculo fue necesaria la fórmula de Mendiluce ecuación 18, teniendo un Coeficiente empírico de 1 para una pendiente hidráulica menor a 20 % y un valor K de 2. Dando como resultado 1.46 s, a continuación, el resultado:

$$T = C + \left(\frac{K \times L \times v}{g \times Hm} \right)$$

$$T = 1 + \left(\frac{2 \times 476 \text{ m} \times 0.19 \text{ m/s}}{9.81 \text{ m}^2/\text{s} \times 12.59 \text{ m}} \right)$$

$$T = 1.46 \text{ s}$$

Donde

C= 1 en pendientes crecientes hasta 20%

K= 2 factor K introducido por Mendiluce.

L= longitud de la línea de conducción 476 m

V= velocidad 0.26 m/s.

$$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$$

Hm = CTD

- **Tiempo del recorrido de la onda de presión**

El tiempo de recorrido de la onda de presión se calculó mediante la ecuación 19, el resultado se presenta a continuación:

$$t = \frac{2(476 \text{ m})}{344.55 \text{ m/s}}$$

$$t = 2.76 \text{ s}$$

- **Evaluación del tiempo de cierre y tiempo de la onda de presión**

Se evaluó el tiempo de parada con relación al tiempo de ciclo de onda de presión mediante la expresión de la ecuación 19:

$$1.46 \text{ s} < 2.76 \text{ s}; \text{ Cierre rapido}$$

- **Longitud crítica**

Se determinó la longitud crítica utilizando la ecuación 20:

$$L_c = \frac{(344.55 \text{ m/s})(2.42 \text{ s})}{2}$$
$$L_c = 416.90 \text{ m}$$

- **Tipo de impulsión**

Se evaluó la longitud de la línea de conducción con relación a la longitud crítica mediante la ecuación 21:

$$476 \text{ m} > 344.55 \text{ m}; \text{ impulsión larga}$$

- **Longitud de máxima presión**

Se calculó la distribución de las presiones máximas a lo largo de la longitud de la tubería aplicando la ecuación 22, cuyo resultado, se muestra a continuación:

$$L_m = 476 \text{ m} - 344.55 \text{ m}$$
$$L_m = 131.45 \text{ m}$$

Se obtuvo que la tubería soportara las máximas presiones al largo de los primeros 131.45 m.

- **Sobrepresión**

Para obtener la sobrepresión causada por el fenómeno golpe de ariete se aplicó la ecuación 23 de Allievi, debido que el tiempo de parada es menor al tiempo recorrido por la onda de presión (cierre rápido) y es impulsión larga, a continuación, el resultado y las distribuciones de energía en el golpe de ariete.

$$\Delta H = \frac{0.19 \text{ m/s} \times 344.55 \text{ m/s}}{9.81 \text{ m}^2/\text{s}}$$
$$\Delta H = 6.67 \text{ m}$$

- **Presión total en el sistema**

Se aplicó la ecuación 24 para determinar la presión por el golpe de ariete en la línea de conducción, la cual es la suma de la altura geométrica (11 m) más la sobrepresión (6.67 m), donde el resultado fue de 17.67 m, dando un valor es inferior a la presión máxima que soporta la tubería, se concluye que la tubería PVC SDR 26 de 1 ½ pulgadas, es adecuada en el diseño de la línea de conducción, debido que soporta 112 m de presión máxima.

$$\text{presion total en el sistema} = 11 \text{ m} + 6.67 \text{ m}$$
$$\text{presion total en el sistema} = 17.67 \text{ m} < 112 \text{ m (SDR 26)}$$

4.4.10. Calculo de la potencia

Se presenta en los siguientes cálculos la potencia teórica que se requiere.

$$P_B = \frac{\gamma \times Q \times Hb}{745.7 \times \eta}$$

Donde:

$$\eta = 75 \%$$

$$Z_1 = 102.476 \text{ m tanque de oscilacion}$$

$$\gamma = 9810 \text{ N/m}^3$$

$$Z_2 = 112.38 \text{ m elevacion tanque}$$

$$Q = 0.0003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_b = 11.174$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli obtenemos H_b obtenemos:

$$H_b + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + h_f + h_l$$

$$H_b + Z_1 = Z_2 + h_f + h_l$$

$$H_b = (Z_2 - Z_1) + h_f + h_l$$

$$H_b = (112.38 - 102.476) + 1.064 \text{ m} + 0.627$$

$$H_b = 9.904 + 0.6430 \text{ m} + 0.627 \text{ m} =$$

$$H_b = 11.174$$

$$P_B(H_b) = \frac{9810 \text{ N/m}^3 \times 0.0003 \text{ m}^3/\text{s} \times 11.174}{745.7 \times 0.75}$$

$$P_B(H_b) = 0.03307 \text{ HP}$$

Para los 20 años de diseño se consideró un caudal de bombeo (CMD) de $0.0003 \text{ m}^3/\text{s}$, se determinó utilizar una bomba de 0.50 hp.

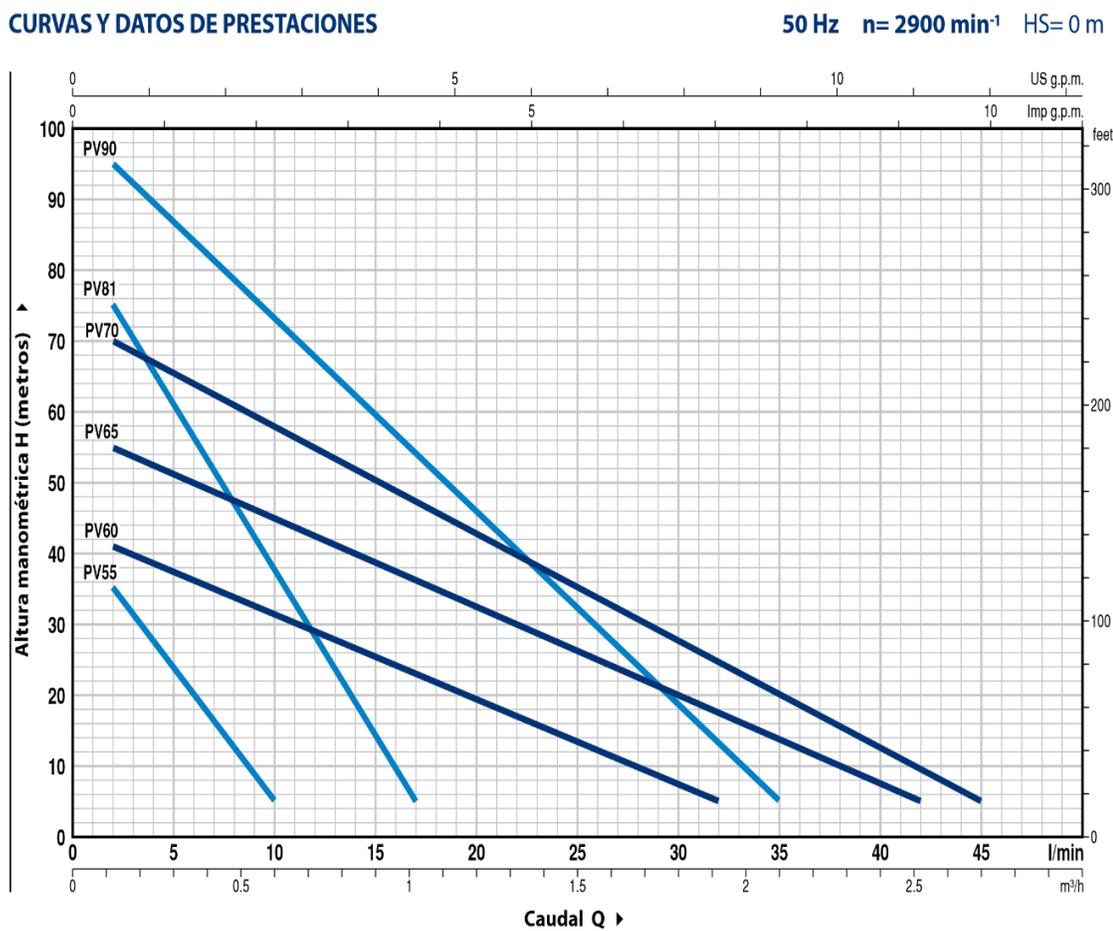
4.4.11. Selección de la bomba comercial

Se realizó la selección de la bomba con una curva de rendimiento del catálogo de bombas PEDROLLO *spring of life*, tomando en cuenta carga dinámica total en metros, caudal en m^3/h , teniendo como resultado usar una bomba modelo monofásica PVm60 electrobomba con impulsor periférico (PV55) de Caudal hasta $1.9 m^3/h$ y altura manométrica de 43 m, con potencia de 0.50 Hp para los 20 años del periodo de diseño de la red.

Figura № 9. Curva de rendimiento de la bomba

Fuente: catalogo PEDROLLO, electrobombas con rodete periférico

Tabla № 13. Curva característica de la bomba.



MODELO	Pot. kW	Pot. HP	Q	m ³ /h	0	0.12	0.3	0.6	0.9	1.02	1.2	1.5	1.8	1.9
Monofasica				H	l/min	0	2	5	10	15	17	20	25	30
PVm 60	0.37	0.5	metro		43	41	37.5	31.5	25.5	23	19.5	13	7.5	5

Fuente: catalogo PEDROLLO, electrobombas con rodete periférico

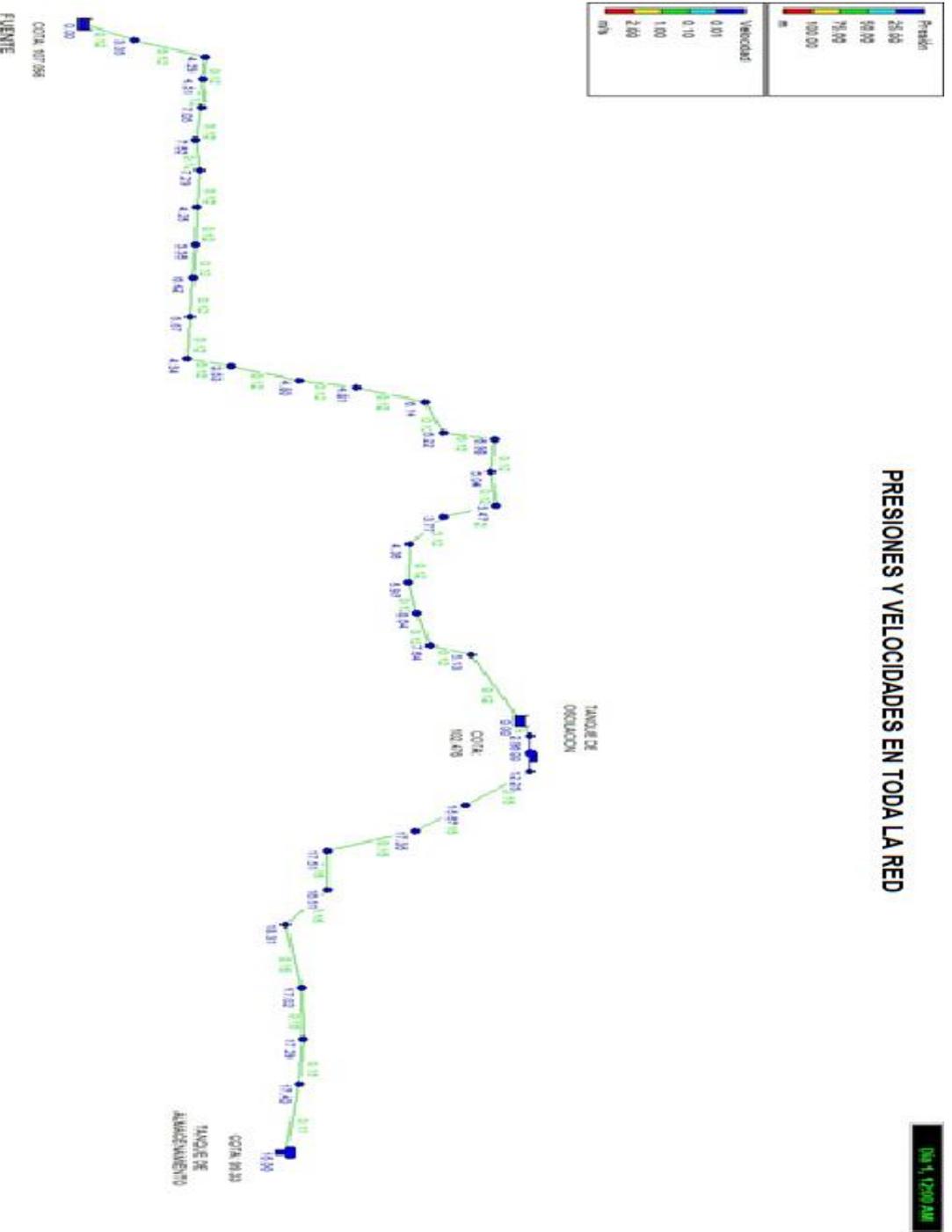
4.4.12. Análisis hidráulico con EPANET

En este acápite se presenta el análisis hidráulico de línea de aducción, conducción y la red de distribución; presentándose los resultados en tablas que describan el comportamiento de las velocidades y presiones, además se incluyen ilustraciones con perfiles de terreno, línea piezométrica, presiones, así como de las características topológicas de la red.

La simulación del acueducto fue realizada con el software EPANET, el cual se configuró para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción con la ecuación Hazen-Williams, con unidades de caudal (l/s), pérdida de carga (m), coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams, C=140 para PVC, La red de distribución se diseñó con tubería PVC, y sarta.

En la figura 10, se presenta toda la red desde la fuente hasta llegar al tanque de oscilación y luego procede a enviar el caudal necesario impulsado por la bomba hasta llegar al tanque de almacenamiento ubicado en el caserío buena vista (ver figura Nº 10).

Figura No 10. Vista de planta de la red



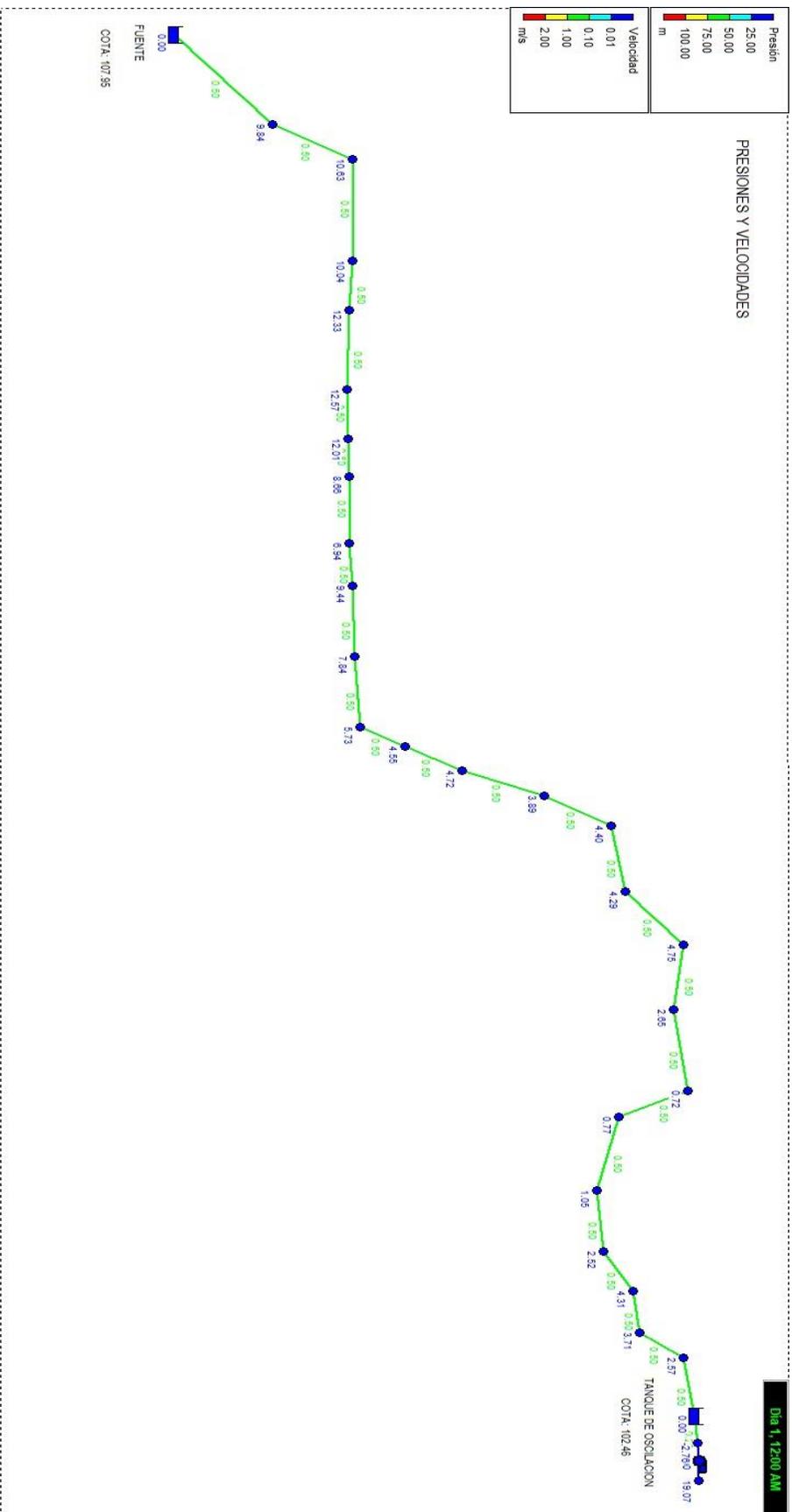
Fuente: Elaboración propia

4.4.13. Análisis de EPANET de línea de aducción

La línea de aducción se simuló con un caudal de 0.3 L/s, que corresponde al consumo máximo día a 20 años del diseño.

La vista en planta de la línea de aducción que se presenta en la figura Nº 11, con una longitud de 1,377.44 m, desde la fuente hasta llegar al tanque de oscilación, la cual fue diseñada con una tubería PVC SDR 26 ASTM-2241 de 1 ½ pulgada, (ver figura Nº 11)

Figura No 11. Simulación en Epanet línea de aducción



- **Velocidades y pérdidas de carga en la línea de aducción**

Los resultados de la simulación EPANET (Tabla № 14), se compararon con los resultados obtenidos en la sección 7.4.6 “Línea de aducción” y, siendo los resultados de las velocidades (0.26 m/s) y en los cálculos realizados obteniendo 0.19 m/s, la norma (INAA, 1999b, pág. 53), recomienda velocidad mínima en línea de 0.6 m/s, por lo que la línea de aducción fue diseñada con una velocidad inferior requerirá de válvulas de limpieza para evitar la sedimentación en las tuberías.

Las pérdidas de carga por fricción calculadas con la simulación EPANET fueron de a 2.76 m/km, mientras que los cálculos realizados manualmente en la fueron de 1.82 m.

Tabla №14. Longitudes, demanda, diámetros velocidades y perdidas en de la línea de aducción.

Línea de aducción						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	perd. Unit.
ID Línea	m	mm		LPS	m/s	m/km
Tubería 1	59.8	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 2	17.9749	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 3	96.5505	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 4	30.7991	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 5	26.2835	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 6	39.1393	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 7	38.1787	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 8	98.6147	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 9	66.7501	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 10	101.9817	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 11	93.1688	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 12	43.8036	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 13	131.7899	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 14	99.5778	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 15	23.8451	38.1	140	0.3	0.26	2.76

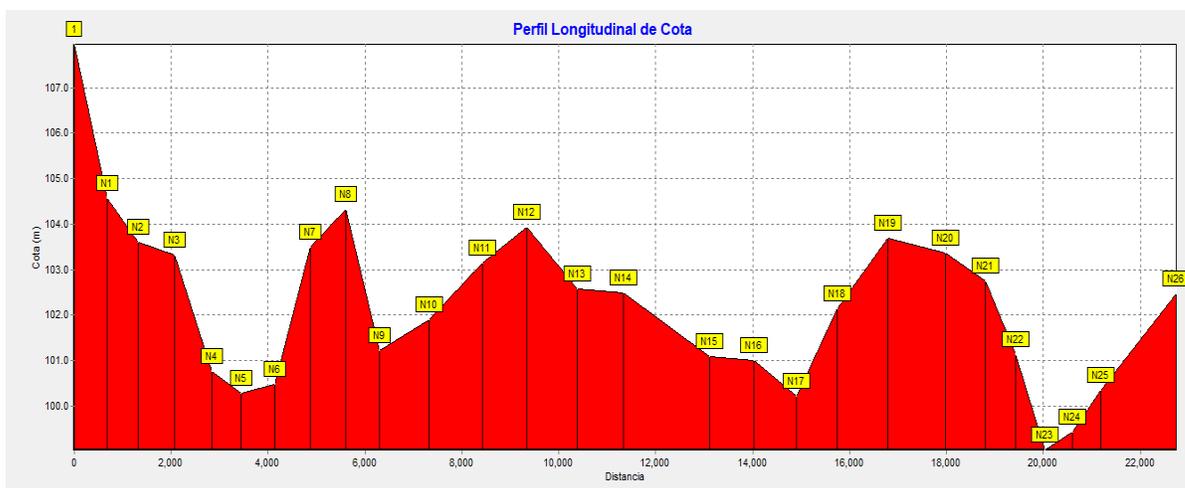
Tubería 16	34.6014	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 17	20.8067	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 18	42.1278	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 19	30.1377	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 20	18.1389	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 21	33.3329	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 22	23.1795	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 23	22.8506	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 24	51.241	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 25	97.305	38.1	140	0.3	0.26	2.76
Tubería 26	35.4642	38.1	140	0.3	0.26	2.76

Fuente: Elaboración propia

- **Perfil de Terreno natural**

El terreno natural es poco regular como se ve en la figura 12, la línea piezométrica en la figura № 12.

Figura № 12. "Perfil longitudinal de terreno natural de línea de aducción"

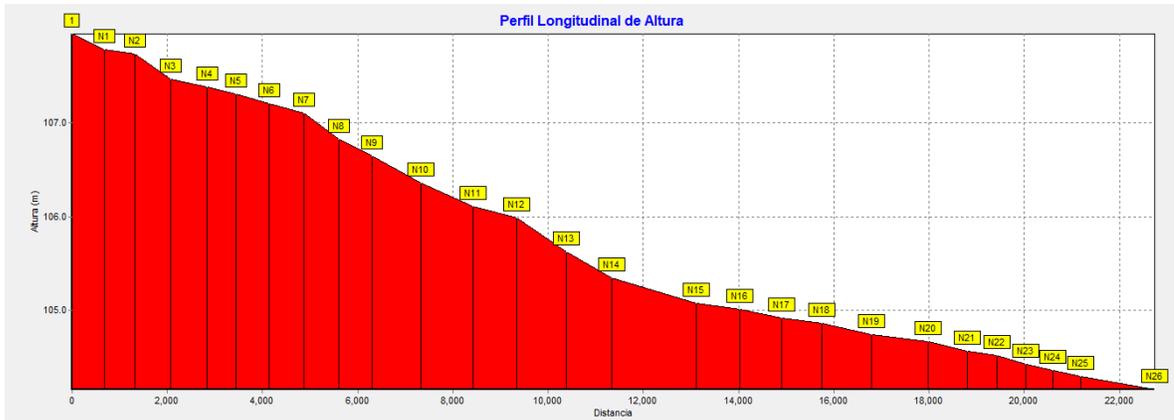


Fuente: Elaboración propia

- **Perfil de altura piezométrica**

La altura piezométrica mantiene una gradiente continua suave, debido a que la línea fue diseñada con tubería de un mismo diámetro en toda su longitud, y porque la baja velocidad de flujo genera poca pérdida de carga (h_f), como se muestra en figura Nº 13.

Figura 13. "Perfil longitudinal de altura piezométrica en línea de aducción"

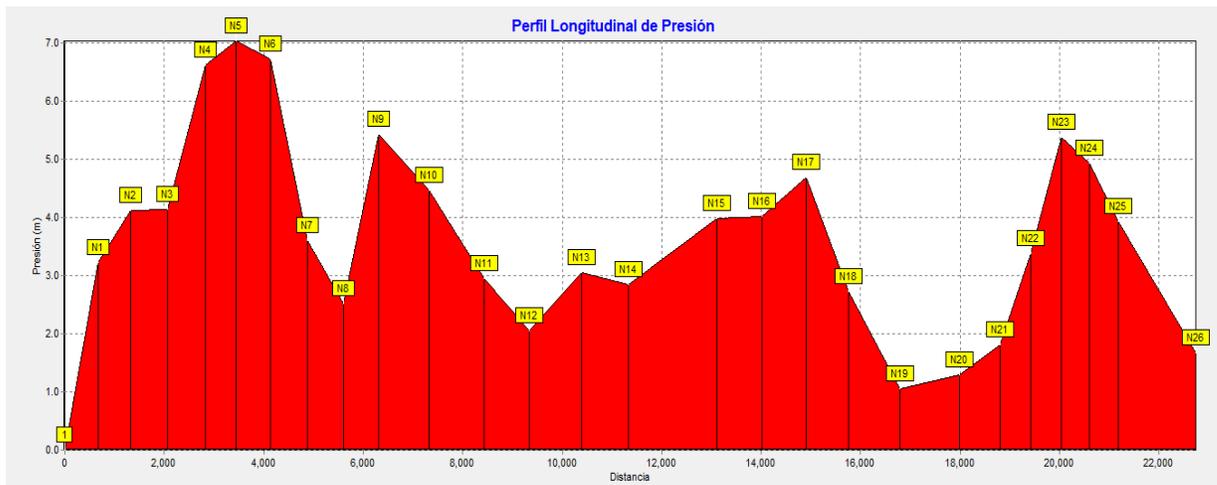


Fuente: Elaboración propia

- **Perfil de presiones**

El perfil de presiones se observa presiones variables, la presión máxima en la conexión 14 (5.38 m) y la presión mínima en la conexión 10 (1.06).

Figura 14. "perfil de presiones en la línea de aducción."



Fuente: Elaboración propia

- **Presiones**

A continuación, se presentan en la tabla № 15, los resultados de las presiones en la línea de aducción con la simulación EPANET. Se observa que la presión de máxima en la simulación en el nudo 14 fue de 5.38 m. Las presiones se redujeron gradualmente hasta alcanzar 0 m, cota donde se instalará tanque de oscilación.

Tabla №15. Elevación, altura y presiones en los nudos de la línea de aducción.

Línea de aducción - Nudos			
	Cota	Altura	Presiones
ID Nudo	m	m	m
Conexión 1	101.891	106.36	4.47
Conexión 2	103.153	106.11	2.95
Conexión 3	103.933	105.99	2.05
conexión 4	102.57	105.62	3.05
conexión 5	102.493	105.35	2.85
conexión 6	101.1	105.08	3.98
conexión 7	101.001	105.01	4.01
conexión 8	100.22	104.92	4.7
conexión 9	102.14	104.86	2.72
conexión 10	103.684	104.74	1.06
conexión 11	103.36	104.66	1.3
conexión 12	102.755	104.56	1.81
conexión 13	101.125	104.51	3.39
conexión 14	99.036	104.42	5.38
conexión 15	99.42	104.36	4.94
conexión 16	100.355	104.29	3.94
conexión 17	102.476	104.15	1.67
Embalse 1	107.956	107.96	0

Fuente: Elaboración propia

4.4.14. Análisis de EPANET de línea de conducción-tanque de oscilación- sarta tanque de almacenamiento

La línea de conducción se simuló con un caudal de 0.3 L/s, que corresponde al consumo máximo día (CMD), con carga dinámica de $CTD = 12.5931 m$, , para la cual se utilizó una curva de bomba PEDROLLO, monofásica PVM60 electrobomba con impulsor periférico (PV55) de Caudal hasta 1.9 m³/h y altura manométrica de 43 m, con potencia de 0.50 Hp.

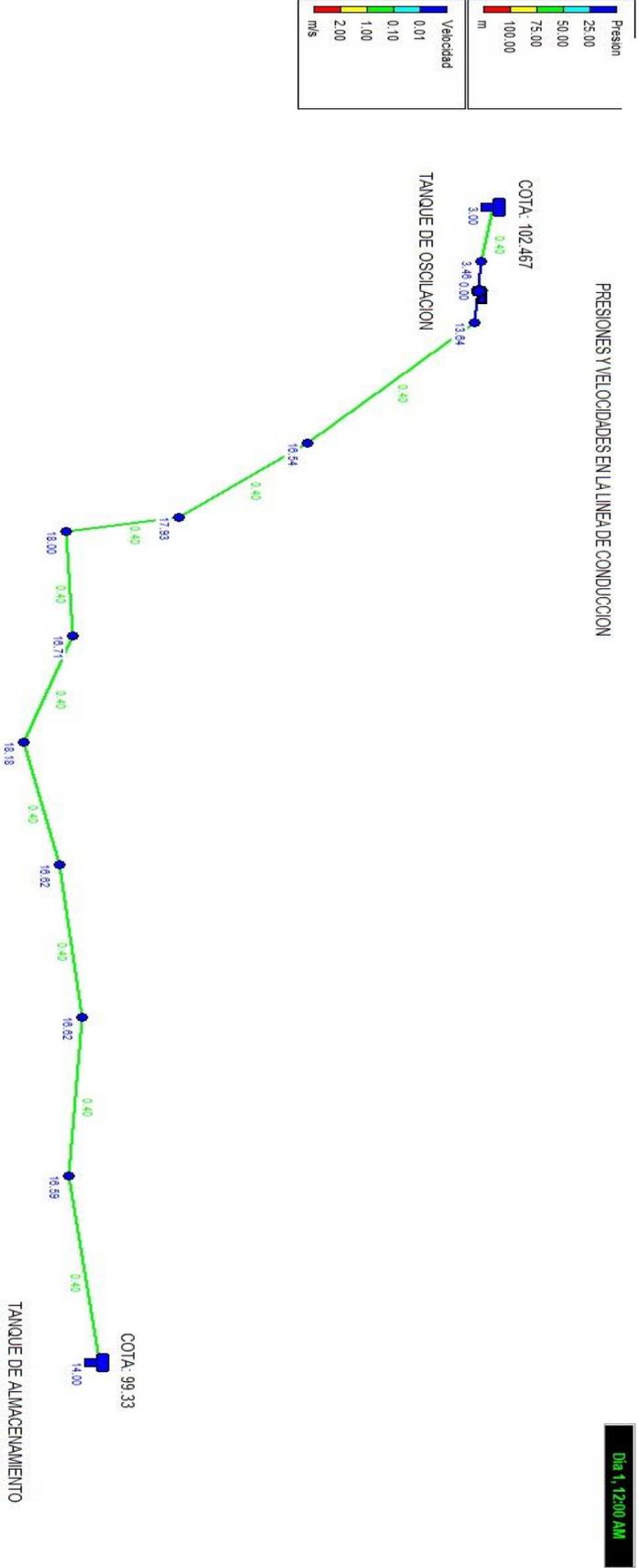
La vista en planta de la línea de conducción que se presenta en la figura Nº 15 con una longitud de 487.04 m, desde el tanque de oscilación hasta tanque de almacenamiento, incluyendo tubería en la cual se elevará el agua hasta llegar al tanque de almacenamiento la cual fue diseñada con una tubería PVC SDR 26 ASTM-2241 de 1 ½ pulgada, con una sarta de tubería con diámetro de 1.5 pulgadas.

- **Velocidades y pérdidas de carga en la línea de conducción**

Los resultados de la simulación EPANET (Tabla Nº 16), se compararon con los resultados obtenidos en la sección 7.4.7 “Línea de conducción” y, siendo los resultados de las velocidades iguales (0.4 m/s) la norma (INAA, 1999b, pág. 53), recomienda velocidad mínima en línea de impulsión de 0.6 m/s, por lo que la línea de conducción fue diseñada con una velocidad inferior requerirá de válvulas de limpieza para evitar la sedimentación en las tuberías, se presentan velocidades a lo largo de 476 m de línea de conducción por bombeo.

Las pérdidas de carga por fricción calculadas con la simulación EPANET fueron de 5.91 m, mientras que los cálculos realizados manualmente fueron de 0.6430 m.

Figura No 15. Presiones y velocidades en la línea de conducción



Fuente: Elaboración propia

Tabla 16 "Velocidades, longitudes, caudales, diámetros y pérdidas en de la línea de conducción.

Línea de conducción					
	Longitud	Diámetro	Caudal	Velocidad	Perd. Unit.
ID Línea	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tubería 1	57.2381	38.1	0.3	0.4	5.91
Tubería 2	20.2822	38.1	0.3	0.4	5.91
Tubería 3	58.8114	38.1	0.3	0.4	5.91
Tubería 4	67.2374	38.1	0.3	0.4	5.91
Tubería 5	55.2771	38.1	0.3	0.4	5.91
Tubería 6	54.2374	38.1	0.3	0.4	5.91
Tubería 7	28.065	38.1	0.3	0.4	5.91
Tubería 8	104.7813	38.1	0.3	0.4	5.91
Tubería 9	30	38.1	0.3	0.4	5.91
Bomba 1				0.45	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17. Longitudes, caudales, diámetros y pérdidas en de la línea de conducción.

Línea de conducción, nudos			
	Cota	Altura	Presión
ID Nudo	m	m	m
Conexión 1	98.953	115.49	16.54
Conexión 2	97.22	115.15	17.93
Conexión 3	97.04	115.04	18
Conexión 4	97.975	114.69	16.71
Conexión 5	96.113	114.29	18.18
Conexión 6	97.348	113.96	16.62
Conexión 7	97.019	113.64	16.62
Conexión 8	96.888	113.48	16.59
Conexión 9	102.476	116.11	13.64
Conexión 10	102	105.46	3.46
Deposito 2	99.3	113.3	14
Deposito 1	102.476	105.48	3

Fuente: Elaboración propia

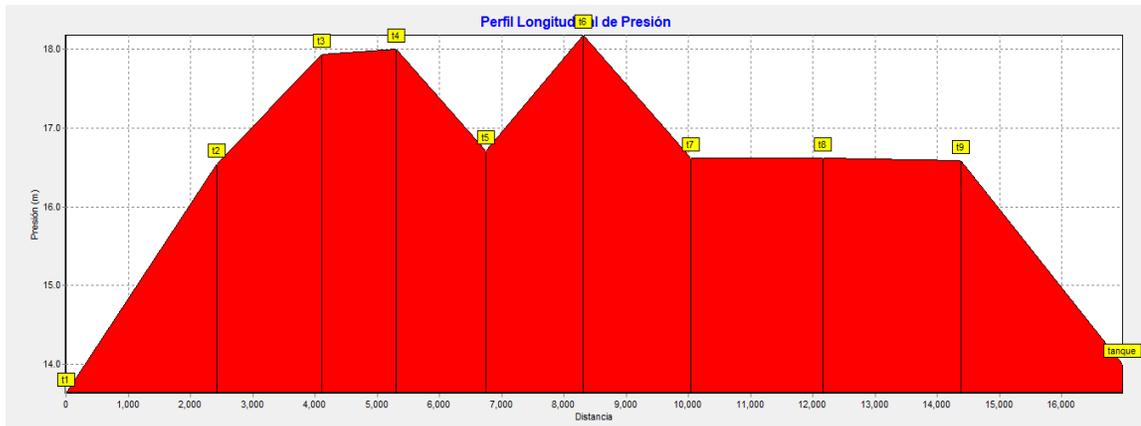
- **Presiones**

En la tabla anterior se presentan los resultados de las presiones en la línea de conducción con la simulación EPANET. Se observa que la presión de máxima en la simulación de bomba nodo 5 fue de 18.18 m, la cual es similar a la carga dinámica total (CDT) calculada cuyo valor fue de 12.5931 m a tanque lleno. Las presiones se redujeron gradualmente hasta alcanzar 3 m en el tanque de almacenamiento.

- **Perfil de presiones**

El perfil de presiones se observa toda la carga dinámica total en la columna de bombeo y luego se nota como bajan las presiones gradualmente hasta llegar al tanque de almacenamiento, como se observa en la figura Nº 16.

Figura Nº 16"Perfil longitudinal de presiones en línea de conducción"

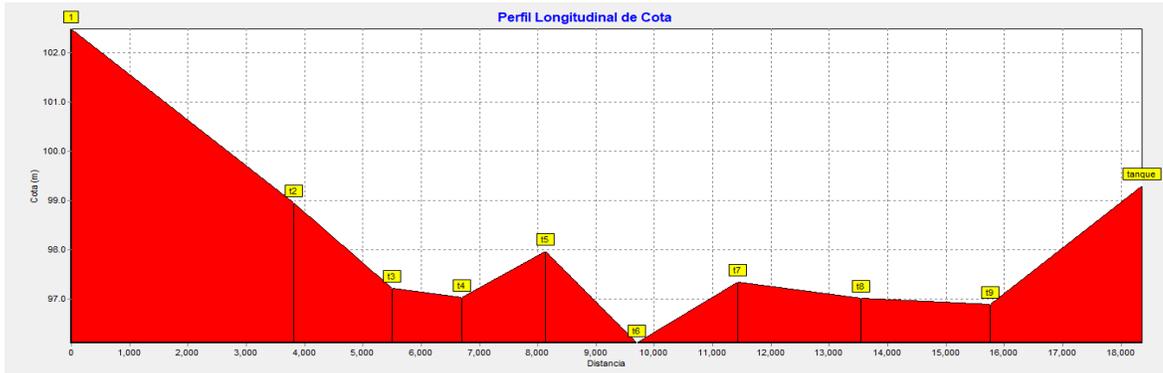


Fuente: elaboración propia

- **Perfil de Terreno natural**

El terreno natural es bastante regular como se ve en la figura № 17.

Figura № 17. "Perfil longitudinal de terreno natural de línea de conducción"

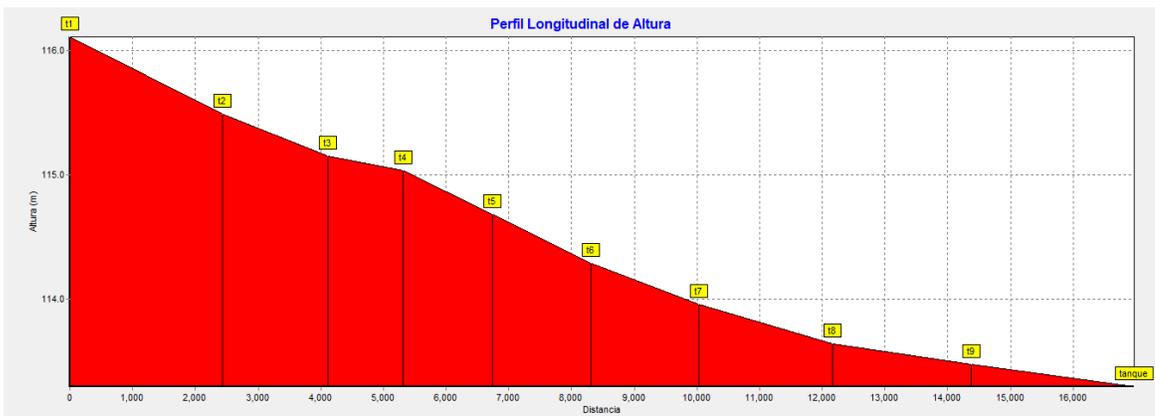


Fuente: elaboración propia

- **Perfil de línea piezométrica**

La línea piezométrica mantiene una gradiente continua suave, debido a que la línea fue diseñada con tubería de un mismo diámetro para obtener baja velocidades de flujo que genere poca pérdida de carga (h_f), como se muestra en la figura № 18.

Figura № 18 "Perfil longitudinal de altura piezométrica en línea de conducción"



Fuente: elaboración propia

4.4.15. Red de distribución

Para la simulación red de distribución se utilizó el caudal del consumo máximo horario (CMH) 0.4781 L/s, el cual se distribuyó en nodos concentrados según la demanda, como se muestra en la tabla № 18.

Tabla № 18 "Distribución Nodal"

ID NUDOS	DEMANDA (l/s)	VIVIENDAS
N1	0.4681	1
N2	0.2201	8
N17	0.2201	8

Elaboración propia

En la figura № 19 se presenta toda la red de distribución con una longitud de 308.16 m, la cual toda fue diseñada con PVC SDR 26 ASTM-2241 y diámetro de 1 ½ pulgadas (ver figura № 19), y dos líneas principales de tubería con diámetro de 2 pulgadas que están conectadas al tanque de almacenamiento obteniendo menores presiones en la red, para mejor distribución del vital líquido.

- **Velocidades y pérdidas de carga**

En la red se presentaron velocidades que oscilaron entre 0.02 m/s- 1.36 m/s, en la tabla № 19 se presenta las velocidades. Dado que la norma (INAA, 1999b, pág. 43) recomienda velocidad mínima de 0.6 m/s, y en algunas tuberías del diseño se obtuvieron velocidades inferiores, se incluirá válvulas de limpieza en el diseño para evitar la sedimentación en las tuberías.

Tabla № 19. Velocidades m/s, mínimas y máximas.

RED DE DISTRIBUCION		
Tubería	mínima	máxima
PRINCIPAL A	0.82	1.36
B	0.10	0.72
C	0.19	0.41
D	0.10	0.10
E	0.05	0.34

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente tabla № 20 se presentan las longitudes, diámetros, caudal, pérdidas y velocidades en tuberías de la red de distribución. (Ver tabla № 20)

Tabla Nº 20 "Longitudes y diámetros de la red"

Tabla de Red - Líneas					
	Longitud	Diámetro	Caudal	Velocidad	Perd. Unit.
ID línea 1	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tubería T1	30	50	-2.67	1.36	45.28
Tubería T2	28	50	2.2	1.12	31.78
Tubería T3	19.51	38.1	0.83	0.72	19.37
Tubería T4	4.7	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T5	14.45	38.1	0.47	0.41	6.88
Tubería T6	7.45	38.1	0.11	0.1	0.49
Tubería T8	4.29	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T7	9.64	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T9	17.41	38.1	0.22	0.19	1.56
Tubería T10	13.12	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T11	6.13	38.1	0.11	0.1	0.51
Tubería T12	2.98	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T13	11.0529	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T14	11.89	38.1	0.11	0.1	0.43
Tubería T15	1.56	38.1	0.03	0.02	0.05
Tubería T16	20.62	38.1	0.03	0.02	0.03
Tubería T17	54.23	38.1	0.94	0.82	23.37
Tubería T18	16.75	38.1	0.33	0.29	3.31
Tubería T19	18.17	38.1	0.11	0.1	0.46
Tubería T20	7.6	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T21	7.6	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T22	12.5	38.1	0.11	0.1	0.47
Tubería T23	7.08	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T24	20.29	38.1	0.03	0.02	0.03
Tubería T25	13.83	38.1	0.39	0.34	4.82
Tubería T26	15.33	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T27	13.82	38.1	0.25	0.22	2.11
Tubería T28	12.85	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T29	13.84	38.1	0.14	0.12	0.71
Tubería T30	13.35	38.1	0.03	0.02	0.04
Tubería T31	13.83	38.1	0.05	0.05	0.13
Tubería T32	16.47	38.1	0.03	0.02	0.03

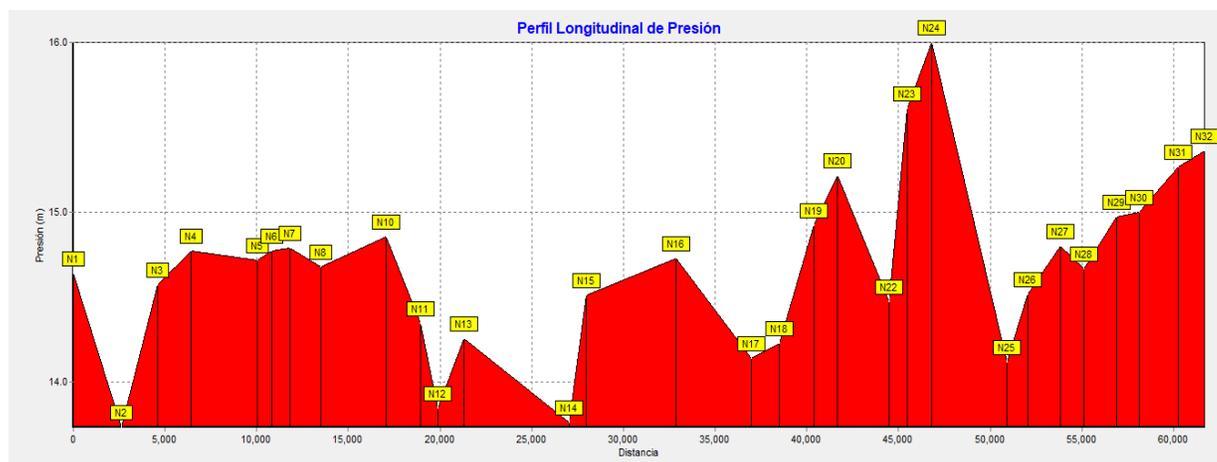
Fuente: Elaboración propia

- **Presiones**

Las presiones en la red fueron de 5 m a 16 m las cuales. En la Tabla 21 se presentan un resumen de las presiones de la red observándose que las presiones cumplen con las normas (INAA, 1999a, pág. 16), Las tuberías 1 y 2 con diámetro de 2 pulgadas para obtener presiones que no excedan a lo recomendado por la norma que nos indica para zonas rurales con presiones mínimas de 5 m y presiones máximas de 50 m (ver tabla 21)

Las presiones simuladas en EPANET, en el Perfil de Presiones con una máxima en el nodo 24 (16 m) y una mínima en el nodo 2 (13.73 m), llegando al tanque de almacenamiento con 5 m.

Figura Nº 20 "Perfil longitudinal de presiones en la red de distribución"



Fuente: Elaboración propia

Tabla Nº 21. Cota, demanda, altura y presiones en los nudos.

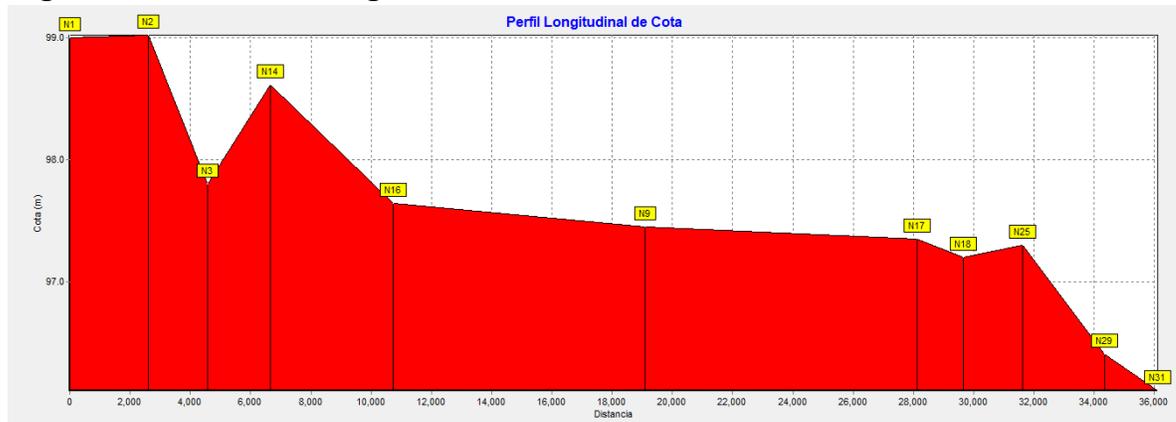
Tabla de Red - Nudos				
ID Nudo	Cota	Demanda Base	Altura	Presión
	m	LPS	m	m
Conexión N1	99	0.4681	113.64	14.64
ConexionN2	99.02	0.4406	112.75	13.73
Conexión N3	97.8	0.2201	112.37	14.57
Conexión N4	97.6	0.0275	112.37	14.77
Conexión N5	97.56	0.1376	112.27	14.71
Conexión N6	97.5	0.055	112.27	14.77
Conexión N8	97.59	0.0275	112.27	14.68
Conexión N7	97.48	0.0275	112.27	14.79
Conexión N9	97.45	0.0825	112.25	14.8
Conexión N10	97.39	0.0275	112.25	14.86
Conexión N11	97.9	0.055	112.24	14.34
Conexión N12	98.4	0.0275	112.24	13.84
Conexión N13	97.99	0.0275	112.24	14.25
Conexión N14	98.61	0.0551	112.37	13.76
Conexión N15	97.86	0.0275	112.37	14.51
Conexión N16	97.64	0.0275	112.37	14.73
Conexión N17	97.348	0.2201	111.48	14.14
Conexión N18	97.2	0.1105	111.43	14.23
Conexión N19	96.5	0.055	111.42	14.92
Conexión N20	96.2	0.0275	111.42	15.22
Conexión N21	95.8	0.0275	111.42	15.62
ConexionN22	96.952	0.055	111.42	14.47
Conexión N23	95.808	0.0275	111.42	15.62
Conexión N24	95.42	0.0275	111.42	16
Conexión N25	97.3	0.1105	111.42	14.12
Conexión N26	96.9	0.0275	111.42	14.52
Conexión N27	96.59	0.0825	111.39	14.8
Conexión N28	96.724	0.0275	111.39	14.66
Conexión N29	96.407	0.0551	111.38	14.97
Conexión N30	96.375	0.0275	111.38	15
Conexión N31	96.11	0.0275	111.38	15.27
Conexión N32	96.015	0.0275	111.38	15.36
Deposito tanque	110		115	5

Fuente: Elaboración propia

- **Perfiles longitudinales**

A continuación, se presentan los perfiles longitudinales, que incluyen perfil del terreno natural, altura piezométrica, y perfil de presiones.

Figura № 21. "Perfil longitudinal de terreno natural en la red de

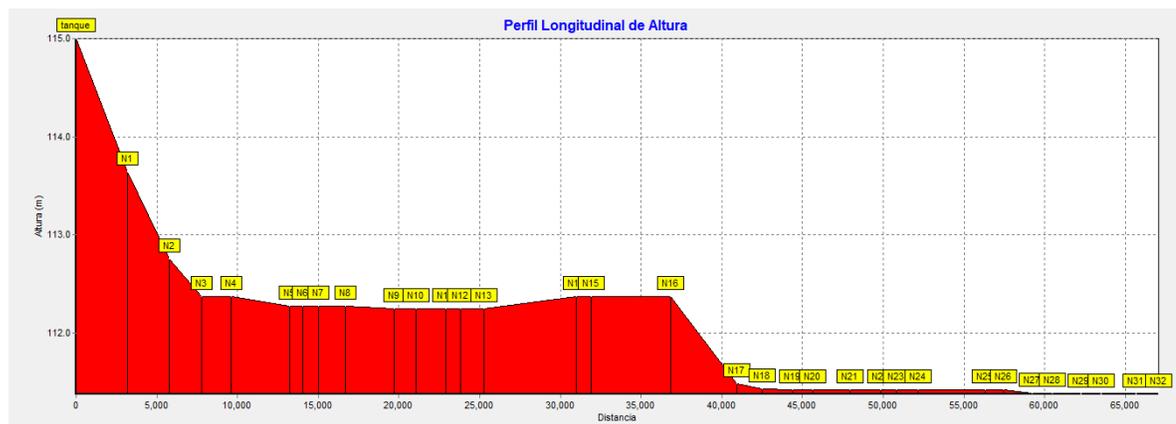


distribución"

Fuente: Elaboración propia

El terreno natural muestra una diferencia de nivel de 2.985 m, con pocos cambios en las pendientes, siendo un perfil homogéneo como se muestra en la figura № 21.

Figura № 22. "Perfil longitudinal de altura piezométrica en la red de distribución"



Fuente: Elaboración propia

El Perfil de altura con una máxima en el nodo N1 (113.64) y una mínima altura en los nodos N29, N30, N31, N32 (111.38 m).

- **Conexiones domiciliarias**

La comunidad deberá contribuir con parte de la tubería a utilizarse en las tomas domiciliarias. Las cuales llegaran hasta el lindante de la propiedad, posteriormente de ahí el propietario pagara por las conexiones. Según la norma INAA (1999a, pág. 14) diámetro establecido a cada conexión será de ½ pulgada (12.5 mm), dotada con un medidor deflujo volumétrico, en su caja con accesorio.

4.4.16. Tanque de oscilación y tanque de almacenamiento

- **Tanque de oscilación**

El tanque de oscilación se diseñó con capacidad de 600 litros, con diámetro de 0.97 m y una altura de 1.12 m, garantizando así el caudal que se trasladara hasta llevarla al tanque de almacenamiento, impulsado por la bomba conectada al juego de sarta.

- **Tanque de almacenamiento**

Para garantizar el servicio de agua potable es necesario que el tanque de almacenamiento cumpla con la cantidad requerida para compensar las máximas demandas en la comunidad y brindar presiones adecuadas a la red de distribución, así como disponer de reservas para emergencias en el suministro de agua potable (INAA, 1999a, pág. 38). Para el diseño actual se seleccionó un tanque plástico marca Rotoplas con capacidad de 6000 L de almacenamiento para los 20 años de operación. Ver Anexo 6.

- Material: polietileno de alta densidad
- Doble reforzado 1.51 - 1.90 g/cm³
- Altura- 2.05

- Diámetro-2.22
- Volumen de tanque de almacenamiento

Aplicando los parámetros de la norma (INAA, 1999a, pág. 38) que incluyen un volumen compensador de 15% del consumo promedio diario (CPD) y un 20% de reserva. Se determinaron volúmenes, para operar en 10 horas de bombeo. A continuación, se muestran los cálculos, basados en la ecuación 27, 28,29.

Para garantizar el servicio de agua potable es necesario que el tanque de almacenamiento cumpla con la cantidad requerida para compensar las máximas demandas en la comunidad y brindar presiones adecuadas a la red de distribución, así como disponer de reservas para emergencias en el suministro de agua potable (INAA, 1999a, pág. 38).

Tabla Nº 22. Volumen del tanque de almacenamiento

Año	Tanque de almacenamiento 35%	
	CPD l/s	m^3
2022	0.1053	3.1833
2027	0.1191	3.6016
2032	0.1347	4.0748
2037	0.1525	4.6103
2042	0.1734	5.2430

Fuente: Elaboración propia

4.4.17. Desinfección

En los términos del manual para la determinación de la dosis del cloro en la desinfección del agua (FISE) y el comité de agua potable y saneamiento de agua potable en el ámbito rural (CAPS)

Se determinó por el método de tanteo que la dosis de cloro necesario para suministrar a un sistema de saneamiento de agua tendrá que ser de 0.5 mg/l – 1 mg/l de cloro residual en el agua, que es la dosis óptima para tratar el agua almacenada. El hipoclorito se recomienda para abastecimiento de pequeñas poblaciones hipo cloración para capacidades menores de 1 kg /día y caudales de 8.2 L/s como máximo, la capacidad de la estación se calculará con la ecuación 30 (INAA, 1999b, pág. 96)

Aplicando la ecuación 30, se obtuvo una capacidad de diseño de cloración de 0.1184 Kg cloro/día, el cual se aplicará en forma de hipoclorito de sodio comercial, con concentración de 120 gr cloro/L, el cual será diluido con agua limpia. Una vez diluido se inyectará directamente en las tuberías llegando a la bomba que impulsará el agua hasta llegar al tanque de almacenamiento y distribuirá en toda la red.

$$Ca = \frac{40.4438 \text{ m}^3/\text{día} \times 2.96 \text{ mg/l}}{1000}$$

$$Ca = 0.1184 \text{ kg} \frac{\text{cloro}}{\text{día}}$$

Se requerirá de 0.1184 kg cloro /día cloro comercial. Obteniendo hipoclorito de sodio al agua almacenada para preservar la dosis de 0.5 mg/ l de cloro residual en el sistema.

Tabla Nº 23. "Dosificación de cloro para la desinfección de agua con hipoclorador"

ITEMS	Cantidades	UDM
Hipocloración para capacidades menores	1	Kg/día
Caudales como máximo	8.2	L/s
Para Q del proyecto	0.3	L/s
Requerimiento	0.1184	Kg/día
Concentración hipoclorito comercial	120	gr/L
Volumen necesario de hipoclorito comercial concentrado 120 gr/L	0.987	L/día
Cálculo de la capacidad		
Horas de bombeo	9	h por día
Volumen x día	404438	L
Q	40.4438	m3/día
(Dosis de cloro a aplicar) Concentración hipoclorito	2.96	mg/L
(Ca) Capacidad	0.1184	Kg Cloro/día
Forma de aplicación		
Dilución a en:	4.5	L
Concentración de la solución de hipoclorito	1%	La norma dice de 1% al 3%
Aplicación de la solución de cloro	0.50	L/h en 9 horas de bombeo

Elaboración fuente propia

En la siguiente figura (ver figura Nº 24, 25, 26) vemos el comportamiento del hipoclorito de sodio al 2.96 mg/l, siendo de manera inyectada de forma directa en las tuberías y luego es almacenada en el tanque ubicado en el caserío buena vista, distribuyendo el caudal requerido en toda la red para beneficiar a los pobladores con el vital líquido seguro, obteniendo como resultado un residual de 0.5 mg/l, siguiendo los parámetros del manual para la determinación de la dosis de cloro en

la desinsectación del agua, para la remoción de microorganismos que pudieran afectar a la población, con cálculos minucioso obtenemos la dosificación del agua para consumo humano (ver figura № 24,25,26).

- **Simulación del cloro residual**

Se obtuvo la dosis de cloro que se requerirá para realizar la desinfección (Tabla № 23), la cual se utilizó para realizar la simulación de cloro residual en la red de distribución. La dosis de cloro de utilizada fue 2.96 mg/L.

A continuación, se muestra, el comportamiento de la concentración de cloro residual en la red de distribución en intervalos de tiempo de 7hrs, 16 hrs y 24 hrs:

- **Aplicación de cloro (7 horas)**

En la figura № 24 se puede observar que en las primeras 7 horas de aplicación de cloro se alcanzará cobertura completa en toda la red, obteniendo una concentración máxima de cloro residual al final de la red de 0.47 mg/l.

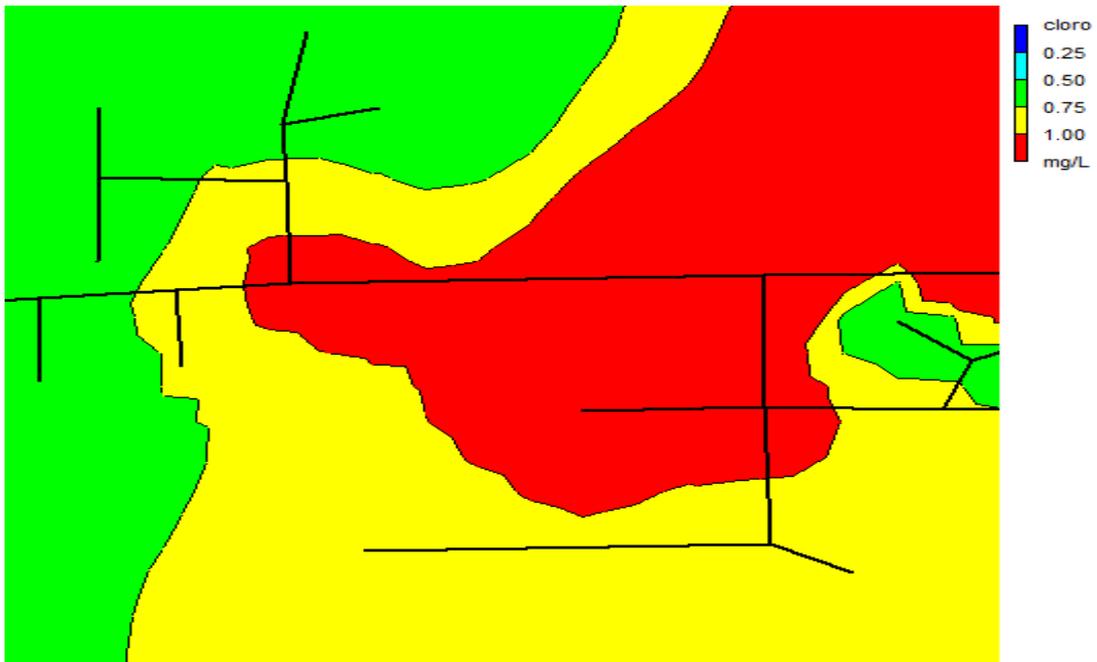
- **Aplicación de cloro (16 horas)**

En la Figura № 25 vemos que a las 16 horas el cloro comienza a disminuir obteniendo una concentración de cloro residual al final de la red de 0.82 mg/L.

- **Aplicación de cloro (24 horas)**

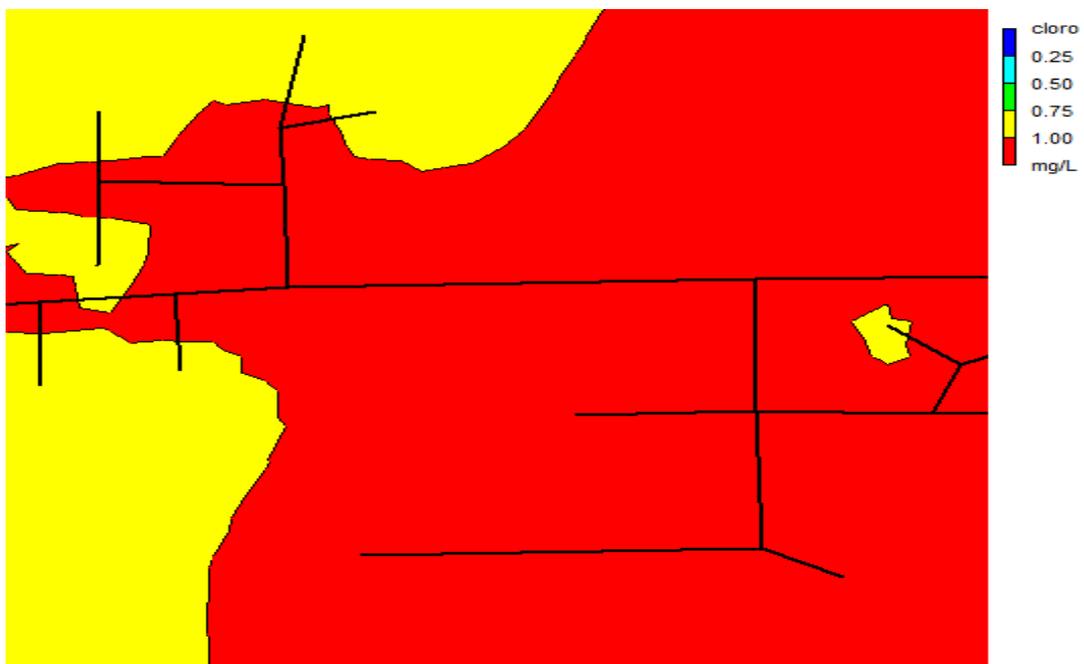
A las 24 horas de haberse aplicado el cloro la concentración de los nodos más cercanos es de 2.3 mg/L, teniendo una concentración de cloro residual al final de la red de 0.72 mg/L, como se observa en el la figura № 26,

Figura № 23. Cloración en la red de distribución en 7 horas



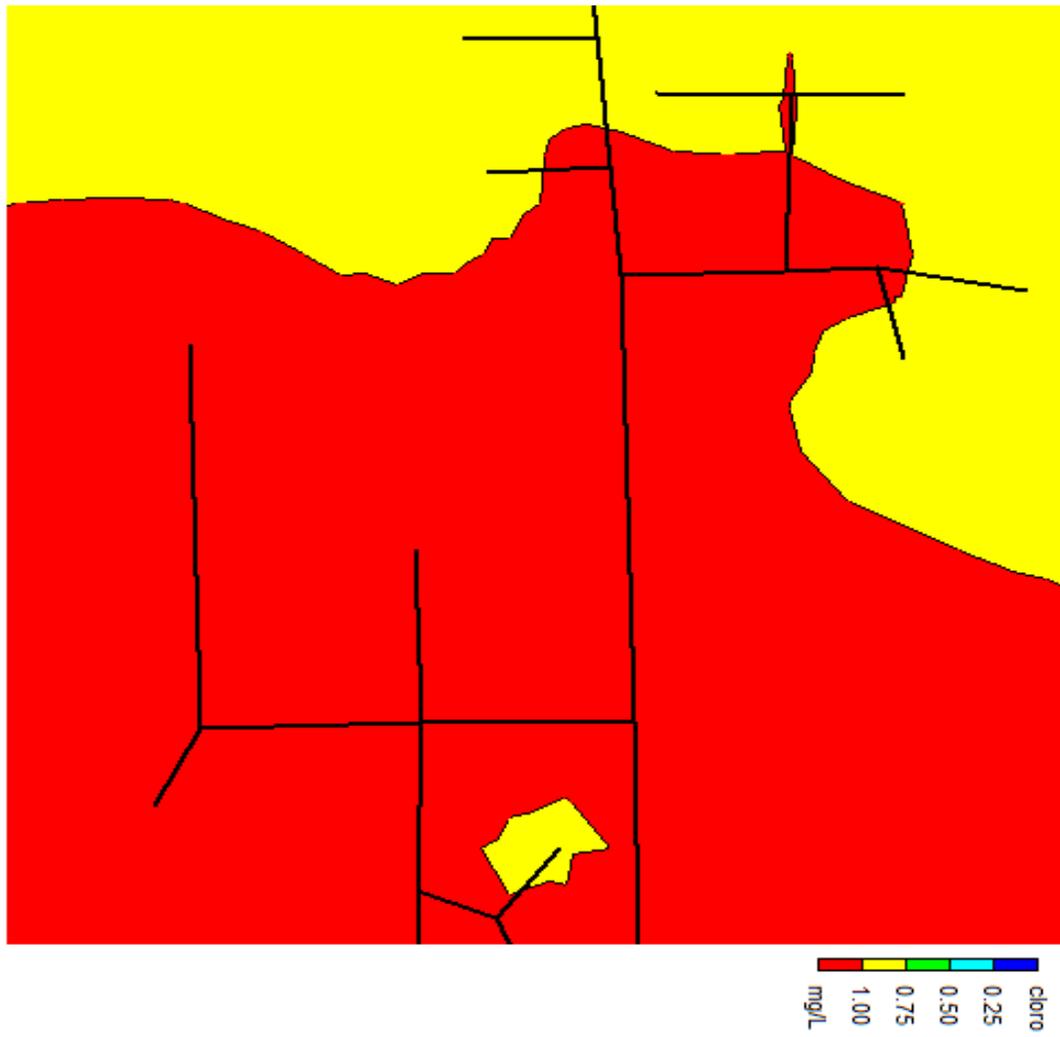
Fuente: elaboración propia

Figura № 24. Cloración en la red de distribución en 16 horas´



Fuente: elaboración propia

Figura Nº 25. Cloración en la red de distribución en 24 horas´



Fuente: elaboración propia

4.4.18. Presupuesto

Los alcances del proyecto se realizaron con el catálogo del FISE, donde se encuentra Etapas que se realizan en el proyecto de abastecimiento de agua potable, teniendo en cuenta planos constructivo propuestos, obteniendo un total de inversión de C\$ 463,669.82.

Tabla № 24. Tuberías en Línea de aducción, Conducción y Red de Distribución

Ref.	Concepto	Longitud		N° Tubos	Precio unitario C\$	Total C\$
01	Línea de aducción PVC diam:1.5 pulg. (SDR-26)	1377		26	95	2470
02	Línea de conducción PVC diam:1.5 pulg. (SDR-26)	487		10	95	950
03	Red de Distribución PVC diam:1.5 pulg. (SDR-26)	251		8	95	760
04	Red de Distribución PVC diam:2 pulg. (SDR-26)	58		2	105	210
	Sub Total C\$					C\$ 4,390

Fuente: elaboración propia

Tabla Nº 25. Tanque de Almacenamiento

Ref.	Concepto	U/M	Costo C\$
05	Topografía del terreno	Global	10,000
06	Tanque de oscilación	0.6 m ³	21,000
07	Tanque de almacenamiento	6 m ³	33,700
Sub Total C\$			64700

Fuente: Elaboración propia

Tabla Nº 26. Equipo de bombeo

Ref.	Concepto	Costo C\$
08	Bomba modelo monofásica Pvm60 electrobomba con impulsor periférico (PV55) PEDROLLO.	23,105
Sub Total C\$		23,105

Fuente: Elaboración propia

Tabla Nº 27. Descripción general de la obra.

Ref.	Descripción general	U/M	Costo total
09	Construcción de caseta de control	GLOBAL	22,292.66
10	Suministro de accesorios	GLOBAL	34,580.00
11	Conexiones domiciliarias	GLOBAL	152,367.25
12	Electrificación	GLOBAL	31,443.20

13	Prueba de tubería	GLOBAL	13,228.89
14	Construcción de cerca de protección	GLOBAL	18,298.00
15	Sub Total C\$		272,210
16	Transporte		30,000
	Impuestos IVA (15%)		40,831.5
	Sub Total C\$		71,103.71
	Gran Total C\$		371,474.82

Fuente: elaboración propia

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

1. El diseño propuesto cumple con los requerimientos técnicos en la norma técnica obligatoria nacional NTON 09 007-19 en los parámetros de presiones máximas y mínimas, volumen de almacenamiento, tasa de crecimiento poblacional, dotación, y las variaciones de consumo.
2. La población estimada para el último año de diseño sería aproximadamente de 140 habitantes, con base al censo realizado en la comunidad y los criterios para determinar la población futura y tasa de crecimiento del INIDE.
3. Con la información recopilada con el levantamiento topográfico, se garantiza que el lugar elegido para ubicar el tanque de almacenamiento y levantar una torre de 11 metros que brinde la presión requerida en la red de distribución para un correcto y eficiente funcionamiento del abastecimiento de agua a cada una de las viviendas beneficiadas.
4. Para la red de distribución se determinó que el diámetro de la tubería es 1.5" PVC SDR 26 con una longitud total de 308 m., la cual conducirá un caudal total de 0.4681 litros por segundos (CMH). se incluirá válvulas de limpieza en el diseño para evitar la sedimentación en las tuberías.
5. La línea de conducción será de 1 ½" PVC SDR 26 con una longitud total de 487 m. y un caudal de 0.2947 litros por segundos (CMD).
6. El sistema de abastecimiento propuesto está compuesto por los siguientes elementos: fuente de abastecimiento, tanque de oscilación, tanque de almacenamiento, red distribución y conexiones domiciliarias.

La inversión estimada para el proyecto es de C\$ 463,669.82., (USD 12,879.71).

5.2. Recomendaciones

1. Organizar la comunidad siguiendo los parámetros de la guía rural de cooperativas reguladas por el INAA para lograr el financiamiento de organismos gubernamentales y ONG.
2. Capacitar al comité de agua potable de la comunidad con base a la cartilla Programa de Agua Potable y Saneamiento Rural.
3. Se recomienda a la alcaldía de Granda, la elaboración del “Plan nacional de desarrollo municipal”, que facilitara la obtención de datos para estudios posteriores.
4. Dar el uso y mantenimiento más eficiente para el buen funcionamiento del sistema una vez realizado el proyecto, ya que de ello depende la vida útil de todos los componentes
5. La comunidad deberá realizar limpiezas periódicas de los elementos del sistema, para evitar la contaminación de la fuente de abastecimiento y el agua que se localizará en el tanque de almacenamiento.
6. Se propone realizar inspecciones permanentes en la red, debido a eventos naturales (deslaves, tuberías socavadas etc.).
7. Para evitar conflicto es necesario que la fuente no sea explotada con caudales superiores a los establecidos en el documento ya que podría afectar la disponibilidad de agua con la esta cuenta.

VI. BIBLIOGRAFIA

- 09-007-19), N. (. (2020). *Norma Tecnica Obligatoria Nicaraguense*.
- 09-007-19, N. (2020). Normas tecnica obligatoria Nicaraguense. *Normas tecnicas para el diseño de Abastecimiento y potabilizacion del agua*. Nicaragua, Nicaragua.
- ANA. (23 de abril 2021). Autoridad Nacional del Agua (RATN-ANA-001-2021). *resolucion administrativa tecnico normativo*. Nicaragua, Nicaragua.
- CONAGUA. (2020). Guia de diseño de redes de agua con uno o varios tanques y fuentes de abastecimiento. *Guia de diseño de redes de agua con uno o varios tanques y fuentes de abastecimiento*. Mexico, D.F, Mexico.
- Gonzalez Arias, H. J. (2015). *Curso de Abastecimiento de Agua*. Nicaragua.
- Herrera, R. S. (2007). A B C Sobre el recurso agua en Nicaragua. 7-8.
- <https://rotoplas.com.mx/productos/almacenamiento-especializado/tanque-de-almacenamiento/>. (s.f.).
- Normas Tecnicas obligatoria nicaraguense NTON (09-007-19). (2020). *NTON (09-007-19)*. Nicaragua, Nicaragua.
- Normas Técnicas, N. N.-0.-1. (2020).
- NTON, N. T. (15 diciembre 2020). *Diseño de Abastecimiento de Agua Potable*.
- Oca, M. d. (1970). *Topografia*. Mexico.
- Rivas Palma, B. (2013). *Topografia 1*.
- Rivas Palma, B. (2013). *Topografia 2*. Nicaragua.
- Tecnico, C. (15 de Dicimbre 2020). *Norma Tecnica Obligatoria Nicaraguense NTON 09-007-19*. Diseño de Abastecimiento de Agua Potable.

- Varios, G. (Enero- Febrero de 2017). Informacion del Abastecimiento de Agua Comunidad El Gorrion, Granada. (B. Guevara, Entrevistador)
- Viejo, M. Z. (s.f.). *Bombas, teoria y diseño*. limusa.
- wikipedia. (2015). *wiki.Granada*. Obtenido de wiki.Granada: [https://es.wikipedia.org/wiki/Granada_\(Nicaragua\)](https://es.wikipedia.org/wiki/Granada_(Nicaragua))
- [Catalogo de Etapas y Sub-Etapas FISE PDF | PDF | Mueble | Acero estructural \(scribd.com\)](#)

VII. ANEXOS

ANEXOS 1

ANEXO. 1.1. Encuesta a los pobladores del caserío Buena Vista

II. SECTOR CAMINO Y TRANSPORTE

8 VIAS DE ACCESO

<input type="text"/> CARRETERA	⇒ Km <input type="text"/>	Estado: <input type="text"/> BUENO	<input type="text"/> REGULAR	<input type="text"/>
<input type="text"/> CAMINO DE TODO TIEMPO	⇒ Km <input type="text"/>	Estado: <input type="text"/> BUENO	<input type="text"/> REGULAR	<input type="text"/>
<input type="text"/> CAMINO DE VERANO	⇒ Km <input type="text"/>	Estado: <input type="text"/> BUENO	<input type="text"/> REGULAR	<input type="text"/>
<input type="text"/> CAMINO DE BESTIA	⇒ Km <input type="text"/>	Estado: <input type="text"/> BUENO	<input type="text"/> REGULAR	<input type="text"/>

9 TRANSPORTE PUBLICO: BUSES DE LAS RUTAS INTERLOCALES

FUNCIONA BIEN FUNCIONA REGULAR NO EXISTE O NO FUNCIONA

10 LUGAR DONDE VIAJA CON MAYOR FRECUENCIA Y UTILIZA TRANSPORTE PUBLICO: _____

11 COMO VALORA EL COSTO DE TRANSPORTE A ESE LUGAR:

BARATO: _____ COSTOSO: _____ ACCESIBLE: _____

III. SECTOR SALUD

12 DONDE RECIBE LA ATENCION MEDICA?

EN LA COMUNIDAD CERCA DE LA COMUNIDAD LEJOS DE LA COMUNIDAD

PORQUE? _____

FICHA DE INFORMACIÓN BASICA

No. ENCUESTA:	
I. INFORMACION GENERAL	
1 Municipio:	GRANADA
2 Nombre de comarca:	CASERIO BUENA VISTA
3 Nombre jefe de familia/Vivienda:	
4 Nombre de la persona entrevistada:	
5 No. Familias/Vivienda:	

GPS/CASA:

POBLACION: DISPERSA CONCENTRADA

	Nombre	Fecha de Nacimiento	Parentesco	Edad	Sexo		Estudia		Lee		Escribe		Grado de escolaridad		
					M	F	Si	No	Si	No	Si	No	Primaria	Secundaria	otro
1															
2															
3															
4															
5															
6															
7															

NOTA: FECHA DE NACIMIENTO DE NIÑOS DE 0-1 AÑO

13 EN QUE TIPO DE ESTABLECIMIENTO?

Establecimiento	Cant.	Distancia	Estado de la infraestructura			Personal Medico						
			B	R	M	Médicos		Enfermeras		Parteras		
						H	M	H	M	H	M	
Casa base												
Puesto de salud												
Centro de salud												
Hospital												
Farmacia												
Ninguno												

14 ENFERMEDADES MAS FRECUENTES EN LOS NIÑOS Y NIÑAS. (SEÑALAR DE LAS MAS FRECUENTES A LAS MENOS FRECUENTES).

1 _____ 2 _____ 3 _____

15 ENFERMEDADES MAS FRECUENTES EN LAS MUJERES. (SEÑALAR DE LAS MAS FRECUENTES A LAS MENOS FRECUENTES).

1 _____ 2 _____ 3 _____

16 ENFERMEDADES MAS FRECUENTES EN LOS HOMBRES. (SEÑALAR DE LAS MAS FRECUENTES A LAS MENOS FRECUENTES).

1 _____ 2 _____ 3 _____

17 ENFERMEDADES MAS FRECUENTES EN LOS HOMBRES. (SEÑALAR DE LAS MAS FRECUENTES A LAS MENOS FRECUENTES).

1 _____ 2 _____ 3 _____

ANEXO. 1.2. Tabla de consumo en litros por segundo

Tabla de consumo en litros por segundo.										
periodo	Año	población	dotación	CD	CI 7% cpd	CPD	fugas	CMD	CMH	Almac
n			lppd	lps	lps	lps	20.00%	lps	lps	35.00%
0	2022	85	100	0.0984	0.0069	0.1053	0.0211	0.1790	0.2842	3.1833
1	2023	87	100	0.1008	0.0071	0.1079	0.0216	0.1834	0.2913	3.2628
2	2024	89	100	0.1034	0.0072	0.1106	0.0221	0.1880	0.2986	3.3444
3	2025	92	100	0.1059	0.0074	0.1134	0.0227	0.1927	0.3061	3.4280
4	2026	94	100	0.1086	0.0076	0.1162	0.0232	0.1975	0.3137	3.5137
5	2027	96	100	0.1113	0.0078	0.1191	0.0238	0.2025	0.3216	3.6016
6	2028	99	100	0.1141	0.0080	0.1221	0.0244	0.2075	0.3296	3.6916
7	2029	101	100	0.1169	0.0082	0.1251	0.0250	0.2127	0.3378	3.7839
8	2030	104	100	0.1199	0.0084	0.1283	0.0257	0.2180	0.3463	3.8785
9	2031	106	100	0.1229	0.0086	0.1315	0.0263	0.2235	0.3550	3.9754
10	2032	109	100	0.1259	0.0088	0.1347	0.0269	0.2291	0.3638	4.0748
11	2033	112	100	0.1291	0.0090	0.1381	0.0276	0.2348	0.3729	4.1767
12	2034	114	100	0.1323	0.0093	0.1416	0.0283	0.2407	0.3822	4.2811
13	2035	117	100	0.1356	0.0095	0.1451	0.0290	0.2467	0.3918	4.3881
14	2036	120	100	0.1390	0.0097	0.1487	0.0297	0.2529	0.4016	4.4978
15	2037	123	100	0.1425	0.0100	0.1525	0.0305	0.2592	0.4116	4.6103
16	2038	126	100	0.1460	0.0102	0.1563	0.0313	0.2657	0.4219	4.7256
17	2039	129	100	0.1497	0.0105	0.1602	0.0320	0.2723	0.4325	4.8437
18	2040	133	100	0.1534	0.0107	0.1642	0.0328	0.2791	0.4433	4.9648
19	2041	136	100	0.1573	0.0110	0.1683	0.0337	0.2861	0.4544	5.0889
20	2042	140	100	0.1620	0.0113	0.1734	0.0347	0.2947	0.4681	5.2430

Fuente: elaboración propia

ANEXO. 1.3. Tabla de presentación del perfil topográfico de la línea de aducción, conducción y red de distribución

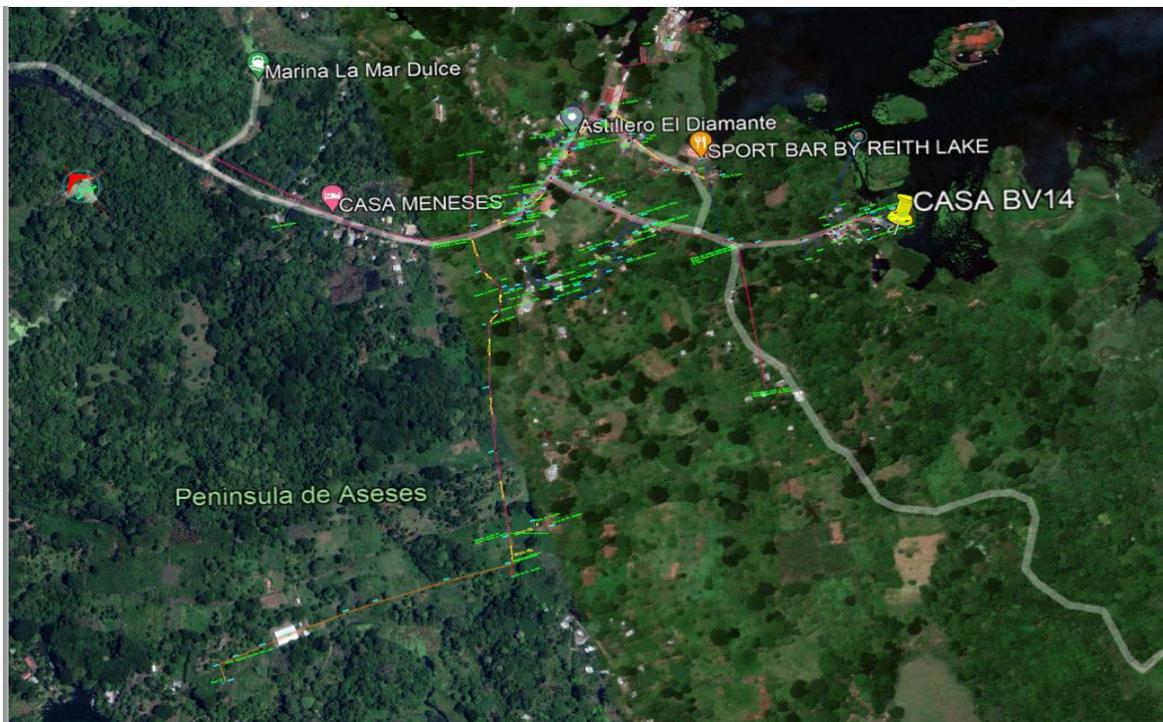
Perfil topográfico		
Tramos	Elevación	longitud
0	107.956	0
1	104.567	59.8013
2	103.615	17.9749
3	103.329	96.5505
4	100.766	30.7991
5	100.28	26.2835
6	100.483	39.1393
7	103.49	38.1787
8	104.321	98.6147
9	101.214	66.7501
10	101.891	101.9817
11	103.153	93.1688
12	103.933	43.8036
13	102.57	131.7899
14	102.493	99.5778
15	101.1	97.305
16	101.001	23.8451
17	100.22	34.6014
18	102.14	20.8067
19	103.684	42.1278
20	103.36	30.1377
21	102.755	35.4642
22	101.125	18.1389
23	99.036	33.3329
24	99.42	23.1795

25	100.355	22.8506
26	102.476	51.241
27	98.953	104.7813
28	97.22	57.2381
29	97.04	20.2822
30	97.975	58.8114
31	96.113	67.3553
32	97.348	55.2771
33	97.019	54.2374
34	96.888	28.065
35	99.3	30
36	99	28
37	99.02	19.51
38	97.8	4.7
39	97.6	14.45
40	97.56	7.45
41	97.5	9.64
42	97.48	4.29
43	97.59	17.41
44	97.45	13.12
45	97.39	6.13
46	97.9	2.98
47	98.4	11.0529
48	97.99	11.89
49	98.61	1.56
50	97.86	20.62
51	97.64	54.23
52	97.348	16.75
53	97.2	18.17
54	96.5	7.6

55	96.2	7.6
56	95.8	12.5
57	96.952	7.08
58	95.808	20.29
59	95.42	13.83
60	97.3	15.33
61	96.9	13.82
62	96.724	13.84
63	96.407	13.35
64	96.375	13.83
65	96.11	16.47
66	96.015	0

Fuente: elaboración propia

ANEXO.1.4. Localización aérea de la ubicación del proyecto



Fuente: Elaboración Propia

ANEXO 1.5. Tabla de cálculos de las pérdidas por fricción en la línea de aducción (tanque de alimentación al tanque de oscilación)

Cálculos de pérdidas por fricción en línea de aducción (tanque de alimentación al tanque de oscilación)											
Tramos	Elevación	longitud	Caudal (m3/s)	D	D. de la tubería	CHW	hf	hf acumulada	Velocidad	presiones	SDR
				Teórico (pulg)	Comerc. (mt)						
0	107.956	0	0.0003	0.811	0.0381	140	0	0	0	0	26
1	104.567	59.8013	0.0003	0.811	0.0381	140	0.16472892	0.164728921	0.263136084	6.224271079	26
2	103.615	17.9749	0.0003	0.811	0.0381	140	0.04951374	0.214242659	0.263136084	7.126757341	26
3	103.329	96.5505	0.0003	0.811	0.0381	140	0.26595843	0.480201087	0.263136084	7.146798913	26
4	100.766	30.7991	0.0003	0.811	0.0381	140	0.08483933	0.565040422	0.263136084	9.624959578	26
5	100.28	26.2835	0.0003	0.811	0.0381	140	0.07240064	0.637441065	0.263136084	10.03855893	26
6	100.483	39.1393	0.0003	0.811	0.0381	140	0.10781329	0.745254351	0.263136084	9.727745649	26
7	103.49	38.1787	0.0003	0.811	0.0381	140	0.10516721	0.850421565	0.263136084	6.615578435	26
8	104.321	98.6147	0.0003	0.811	0.0381	140	0.27164448	1.122066047	0.263136084	5.512933953	26
9	101.214	66.7501	0.0003	0.811	0.0381	140	0.18387012	1.305936163	0.263136084	8.436063837	26
10	101.891	101.9817	0.0003	0.811	0.0381	140	0.28091923	1.586855397	0.263136084	7.478144603	26
11	103.153	93.1688	0.0003	0.811	0.0381	140	0.25664318	1.84349858	0.263136084	5.95950142	26
12	103.933	43.8036	0.0003	0.811	0.0381	140	0.12066159	1.964160167	0.263136084	5.058839833	26
13	102.57	131.7899	0.0003	0.811	0.0381	140	0.36302903	2.327189199	0.263136084	6.058810801	26
14	102.493	99.5778	0.0003	0.811	0.0381	140	0.27429744	2.601486641	0.263136084	5.861513359	26
15	101.1	97.305	0.0003	0.811	0.0381	140	0.26803678	2.869523417	0.263136084	6.986476583	26
16	101.001	23.8451	0.0003	0.811	0.0381	140	0.06568382	2.935207233	0.263136084	7.019792767	26
17	100.22	34.6014	0.0003	0.811	0.0381	140	0.09531317	3.030520401	0.263136084	7.705479599	26

18	102.14	20.8067	0.0003	0.811	0.0381	140	0.05731423	3.087834627	0.263136084	5.728165373	26
19	103.684	42.1278	0.0003	0.811	0.0381	140	0.11604542	3.203880048	0.263136084	4.068119952	26
20	103.36	30.1377	0.0003	0.811	0.0381	140	0.08301744	3.286897488	0.263136084	4.309102512	26
21	102.755	35.4642	0.0003	0.811	0.0381	140	0.09768984	3.384587328	0.263136084	4.816412672	26
22	101.125	18.1389	0.0003	0.811	0.0381	140	0.04996549	3.434552821	0.263136084	6.396447179	26
23	99.036	33.3329	0.0003	0.811	0.0381	140	0.09181895	3.526371772	0.263136084	8.393628228	26
24	99.42	23.1795	0.0003	0.811	0.0381	140	0.06385035	3.590222124	0.263136084	7.945777876	26
25	100.355	22.8506	0.0003	0.811	0.0381	140	0.06294436	3.653166486	0.263136084	6.947833514	26
26	102.476	51.241	0.0003	0.811	0.0381	140	0.14114868	3.794315168	0.263136084	4.685684832	26
		1377.4447						3.794315168			

Fuente: elaboración propia

ANEXO.1.6. Tabla de cálculo de pérdidas por fricción en la línea de aducción (tanque de oscilación al tanque de almacenamiento).

Cálculos de pérdidas por fricción en línea de conducción (tanque de oscilación al tanque de almacenamiento)											
Tramos	Elevación	longitud	Caudal (m3/s)	D		CHW	hf	hf acumulada	Velocidad	presiones	SDR
				Teórico (pulg)	Comerc. (mt)		0				
1	98.953	104.7813	0.0003	0.811	0.0381	140	0.28863103	0.288631025	0.263136084	11.714369	26
2	97.22	57.2381	0.0003	0.811	0.0381	140	0.15766832	0.446299345	0.263136084	13.2897007	26
3	97.04	20.2822	0.0003	0.811	0.0381	140	0.05586944	0.502168781	0.263136084	13.4138312	26
4	97.975	58.8114	0.0003	0.811	0.0381	140	0.16200214	0.66417092	0.263136084	12.3168291	26
5	96.113	67.3553	0.0003	0.811	0.0381	140	0.1855372	0.849708122	0.263136084	13.9932919	26
6	97.348	55.2771	0.0003	0.811	0.0381	140	0.15226654	1.001974662	0.263136084	12.6060253	26
7	97.019	54.2374	0.0003	0.811	0.0381	140	0.14940258	1.151377241	0.263136084	12.7856228	26
8	96.888	28.065	0.0003	0.811	0.0381	140	0.07730797	1.228685212	0.263136084	12.8393148	26
9	99.3	30	0.0003	0.811	0.0381	140	0.08263813	1.311323342	0.263136084	10.3446767	26
		476.0478								1.31132334	

ANEXO.1.7. Tabla de cálculo de pérdidas por fricción en la red de distribución Caserío Buena Vista

Cálculos de pérdidas por fricción en la red de distribución caserío buena vista											
Tramos	Elevación	longitud	Caudal (m3/s)	D		CHW	hf	hf acumulada	Velocidad	presiones	SDR
				Teórico (pulg)	Comerc. (pulg)						
1	99.3	30	0.0003	0.811	0.0381	140	0.08263813	0.082638131	0.263136084	11.5733619	26
2	99	28	0.0003	0.811	0.0381	140	0.07712892	0.159767053	0.263136084	11.7962329	26
3	99.02	19.51	0.0003	0.811	0.0381	140	0.05374233	0.213509383	0.263136084	11.7224906	26
4	97.8	4.7	0.0003	0.811	0.0381	140	0.01294664	0.226456024	0.263136084	12.929544	26
5	97.6	14.45	0.0003	0.811	0.0381	140	0.03980403	0.266260057	0.263136084	13.0897399	26
6	97.56	7.45	0.0003	0.811	0.0381	140	0.0205218	0.286781859	0.263136084	13.1092181	26
7	97.5	9.64	0.0003	0.811	0.0381	140	0.02655439	0.313336245	0.263136084	13.1426638	26
8	97.48	4.29	0.0003	0.811	0.0381	142	0.01181725	0.325153498	0.263136084	13.1508465	26
9	97.59	17.41	0.0003	0.811	0.0381	143	0.04795766	0.373111116	0.263136084	12.9928888	26
10	97.45	13.12	0.0003	0.811	0.0381	144	0.03614041	0.409251569	0.263136084	13.0967484	26
11	97.39	6.13	0.0003	0.811	0.0381	145	0.01688572	0.426137294	0.263136084	13.1398627	26
12	97.9	2.98	0.0003	0.811	0.0381	146	0.00820872	0.434346014	0.263136084	12.621654	26
13	98.4	11.0529	0.0003	0.811	0.0381	147	0.03044637	0.464792381	0.263136084	12.0912076	26
14	97.99	11.89	0.0003	0.811	0.0381	148	0.03275225	0.497544627	0.263136084	12.4684554	26
15	98.61	1.56	0.0003	0.811	0.0381	149	0.00429718	0.501841809	0.263136084	11.8441582	26
16	97.86	20.62	0.0003	0.811	0.0381	150	0.05679994	0.558641751	0.263136084	12.5373582	26
17	97.64	54.23	0.0003	0.811	0.0381	151	0.14938219	0.708023945	0.263136084	12.6079761	26
18	97.348	16.75	0.0003	0.811	0.0381	152	0.04613962	0.754163568	0.263136084	12.8538364	26

19	97.2	18.17	0.0003	0.811	0.0381	153	0.05005116	0.804214729	0.263136084	12.9517853	26
20	96.5	7.6	0.0003	0.811	0.0381	154	0.02093499	0.825149722	0.263136084	13.6308503	26
21	96.2	7.6	0.0003	0.811	0.0381	155	0.02093499	0.846084716	0.263136084	13.9099153	26
22	95.8	12.5	0.0003	0.811	0.0381	156	0.03443255	0.88051727	0.263136084	14.2754827	26
23	96.952	7.08	0.0003	0.811	0.0381	157	0.0195026	0.900019869	0.263136084	13.1039801	26
24	95.808	20.29	0.0003	0.811	0.0381	158	0.05589092	0.955910791	0.263136084	14.1920892	26
25	95.42	13.83	0.0003	0.811	0.0381	159	0.03809618	0.994006969	0.263136084	14.541993	26
26	97.3	15.33	0.0003	0.811	0.0381	160	0.04222808	1.036235054	0.263136084	12.6197649	26
27	96.9	13.82	0.0003	0.811	0.0381	161	0.03806863	1.074303686	0.263136084	12.9816963	26
28	96.59	12.85	0.0003	0.811	0.0381	162	0.03539667	1.109700352	0.263136084	13.2562996	26
29	96.724	13.84	0.0003	0.811	0.0381	163	0.03812372	1.147824076	0.263136084	13.0841759	26
30	96.407	13.35	0.0003	0.811	0.0381	164	0.03677397	1.184598045	0.263136084	13.364402	26
31	96.375	13.83	0.0003	0.811	0.0381	165	0.03809618	1.222694223	0.263136084	13.3583058	26
32	96.11	16.47	0.0003	0.811	0.0381	166	0.04536833	1.268062557	0.263136084	13.5779374	26
33	96.015	0	0.0003	0.811	0.0381	167	0	1.268062557	0.263136084	13.6729374	26
		460.3429						22.51914098			

Fuente: elaboración propia

ANEXOS II

ANEXO 2.1. Análisis Físicoquímico realizado al pozo para potabilidad del agua



LABORATORIOS Médico-Químicos DR. BENGOCHEA, S.A.
 Km. 5½ Carretera a Masaya, Managua, Nicaragua. Teléfono: 2277-2145 Fax: 2277-2144
 Web: www.labbengoechea.com.ni

LABORATORIO REGISTRADO BAJO EL # 719

pág. 1/2
 Julio 13, 2013

Dr. J. Jaime Bengoechea
 (University of Michigan)
 Director - Gerente

ANALISIS INDUSTRIAL # 16,965

MUESTRA : Agua de Pozo No.2
 Lugar de Muestreo: Comunidad La Playita, Granada. Península de Asese
 Fecha de toma de muestra: 25/06/2013
 Muestra tomada por: Ing. Horacio González
 Fecha de Recepción: 25/06/2013 nRef/LB. 36,555
 DE : Asociación Sol y Agua Maravilla de la Tierra
 ORDEN DE : Ing. Horacio González. Teléf.: 8837-7010

ANALISIS FISICO QUIMICO PARA POTABILIDAD

RESULTADOS			METODO SMWW XX ED.	Valores Guías de Potabilidad (O.M.S.)	
				Maxima Aceptable	Máxima Tolerable
pH		7,29 Unidades	1500-pH B	7.0 - 8.5 Unidades	6.5 - 9.2 Unidades
Conductividad	25°C	897, µS/cm	2510 B	No aplicable	
Sólidos Disueltos	103-105°C	537, mg/L	2540 B	500 mg/L	1,500 mg/L
Dureza Total		233,8 mgCaCO ₃ /L	2340 C	300 " "	1,000 " "
CATIONES					
Calcio	2,91 meq/L	58,10 mg/L	3500-Ca B	75 mg/L	200 mg/L
Magnesio	1,77 " "	21,52 " "	3500-Mg B	50 " "	150 " "
Sodio	4,26 " "	97,98 " "	3500-Na B	Hasta 200 " "	Hasta 200 " "
Potasio	0,39 " "	15,25 " "	3500-K B	No hay referencia	No hay referencia
	9,33 " "				
ANIONES					
Carbonatos	0,00 meq/L	0,00 mg/L	2320 B	No hay referencia	No hay referencia
Bicarbonatos	7,04 " "	429,3 " "	2320 B	No hay referencia	No hay referencia
Cloruros	1,29 " "	45,74 " "	4500-Cl B	200 mg/L	200 - 300 mg/L
Sulfatos	0,67 " "	32,16 " "	4500-SO ₄ ²⁻ E	200 " "	400 " "
Nitratos	0,17 " "	10,54 " "	213 C' SMWW XIII ed.	Hasta 45 " "	Hasta 45 " "
	9,17 " "				
OTROS					
Flúor	1,34 mg/L	Límite de Detección 0,03 mg/L	4500-F- D	Hasta 1.5 mg/L	Hasta 1.5 mg/L
Hierro Total	0,16 mg/L	0,04 " "	3500-Fe B	0.3 " "	1 - 3 " "
Manganeso	*N.D.	0,07 " "	3500-Mn B	0.1 " "	0.5 " "
Amonio	0,0 mg/L	---	4500 NH ₃ -C	----	----
Cromo	N.D.	1,31 mg/L	3113-B	----	----
Boro	0,19 mg/L	0,12 mg/L	3500 B	----	----

* N.D. = No Detectado

NOTA: Los elementos analizados se encuentran dentro de las normas internacionales para aguas químicamente potables, Conforme a normas de la O.M.S. Según su dureza esta agua se clasifica como AGUA DURA, Los rangos señalados son extraídos de las guías internacionales para aguas potables, según la O.M.S. III ed, 2004.

Se da fe únicamente de la muestra presentada.

J. Jaime Bengoechea D.
 cc:archivo.
 RT/mme.



Industria Farmacéutica - Análisis Químico Industriales - Microbiología - Análisis Clínico
 Fundado en 1931

Fuente: Ing. Horacio González Arias.

ANEXO 2.2. Análisis de Metales Pesados presente en el agua.



LABORATORIOS Médico-Químicos DR. BENGOCHEA, S.A.
 Km. 5½ Carretera a Masaya, Managua, Nicaragua. Teléfono: 2277-2145 Fax: 2277-2144
 Web: www.labbengoechea.com.ni

Dr. J. Jaime Bengoechea
 (University of Michigan)
 Director - Gerente

LABORATORIO REGISTRADO BAJO EL # 719

Pág. 2/2
 Julio 13, 2013

ANALISIS INDUSTRIAL # 16,965

MUESTRA : Agua de Pozo No.2
 Lugar de Muestreo: Comunidad La Playita, Granada. Península de Asese
 Fecha de toma de muestra: 25/06/2013
 Muestra tomada por: Ing. Horacio González
 Fecha de Recepción: 25/06/2013 nRef/LB. 36,555
 DE : Asociación Sol y Agua Maravilla de la Tierra
 ORDEN DE : Ing. Horacio González. Teléf.: 8837-7010

ANALISIS DE METALES PESADOS

METALES PESADOS	RESULTADOS µg/L	Límite de Detección µg/L	**Valores Guía OMS µg/L
Cadmio	0,20	0,10	3
Cobre	4,63	0,36	2 x 10 ³
Mercurio	*N.D.	1,02	1
Plomo	N.D.	1,53	10
Selenio	N.D.	2,52	10

* N.D. = No Detectado.

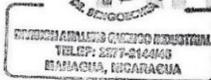
** Valores guías para Agua Potable, ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD.

Métodos: SMWW XXI Edi. 3113 B, 3112B
 Absorción Atómica, Técnica de Horno de Grafito y Vapor Frio.

Se da fe únicamente de la muestra presentada

J. Jaime Bengoechea D.

cc:archivo.
 RT/mme.



Industria Farmacéutica - Análisis Químico Industriales - Microbiología - Análisis Clínico
 Fundado en 1931

Fuente: Ing. Horacio González Arias.

ANEXO 2.3. Análisis Bacteriológico Sanitario del agua.



LABORATORIOS Médico-Químicos DR. BENGOCHEA, S.A.
 Km. 5½ Carretera a Masaya, Managua, Nicaragua. Teléfono: 2277-2145 Fax: 2277-2144
 Web: www.labbengoechea.com.ni

Dr. J. Jaime Bengoechea
 (University of Michigan)
 Director - Gerente

LABORATORIO REGISTRADO BAJO EL # 719

Junio 28, 2013

ANALISIS INDUSTRIAL # 16,924

MUESTRA:

n/Ref.LB/36,553	Agua de Pozo No.2 Lugar: Comunidad La Playita, Granada Península de Asepe Fecha y hora de toma de muestra: 25/06/2013, 10:00am. Muestra tomada por: Ing. Horacio González
-----------------	--

Fecha de Recepción: 25/06/2013

DE : Asociación Sol y Agua Maravilla de la Tierra
 ORDEN DE : Ing. Horacio González. Teléf.: 8837-7010

ANALISIS BACTERIOLOGICO-SANITARIO

Muestra	Presuntiva de Coliformes	Confirmatoria Coliformes (Coliformes Totales) NMP/100ml	Coliforme E.Coli	NMP/100mL E.coli
Agua de Pozo No.2	5/5	5/5	>8	>8

NOTA: Desde el punto de vista bacteriológico a esta fecha, esta muestra **ES NO APTA PARA CONSUMO HUMANO**, según normas de la O.M.S. Se recomienda tres muestreos consecutivos para determinar si es una contaminación espúrea ò permanente. Estamos a sus apreciables órdenes para cualquier consulta ò sanitización del sistema.

Un NMP x 100mL de Coliformes Confirmado, menor que 1.1 es satisfactoria para consumo humano.

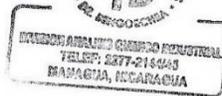
NMP x 100 mL. significa : Número más probable de bacterias en referencia contenidas en 100 mL. de la muestra.

Método SMWW XX Edi. 9221 B, 9221C. (5 x 20ml)
 Normas O.M.S. III ed. Vigente.

Se da fe únicamente de la muestra presentada.

J. Jaime Bengoechea D.

cc;archivo.
 JR/mme.



Industria Farmacéutica - Análisis Químico Industriales - Microbiología - Análisis Clínico
 Fundado en 1931

Fuente: Ing. Horacio González Arias

ANEXO III

ANEXO 3.1. Tabla de distribución de la Red por tramos.

Distribución de la Red Caserío Buena Vista									
TRAMOS	TEORICO				Diámetro		PVC	L	hf
	Q (m ³ /s)	Q. lps	V(m/s)	D	pulg	mm			
T1	0.0004681	0.4681	0.9	1.01313869	2	38.1	140	30	0.188373186
T2	0.00044059	0.44059	0.9	0.98291712	2	38.1	140	28.06	0.157496344
T3	0.0002201	0.2201	0.9	0.69471968	1.5	38.1	140	46.88	0.072769701
A2	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	4.37	0.000144064
T4	0.0001376	0.1376	0.9	0.54929899	1.5	38.1	140	14.45	0.009397663
T5	0.000055	0.055	0.9	0.34728092	1.5	38.1	140	43.27	0.00514955
A3	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	9.6	0.00031648
A4	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	4.29	0.000141427
T6	0.0000825	0.0825	0.9	0.42533053	1.5	38.1	140	46.04	0.011610173
A5	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	13.12	0.000432522
T7	0.000055	0.055	0.9	0.34728092	1.5	38.1	140	6.13	0.000729529
A6	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	2.98	9.82406E-05
A7	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	11.05	0.000364281
T8	0.0000551	0.0551	0.9	0.34759649	1.5	38.1	140	11.89	0.001419794
A8	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	42.65	0.001406028
A9	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	47.45	0.001564268
T9	0.0002201	0.2201	0.9	0.69471968	1.5	38.1	140	40.3	0.062555865
T10	0.0001105	0.1105	0.9	0.49224433	1.5	38.1	140	16.77	0.007265586
T11	0.000055	0.055	0.9	0.34728092	1.5	38.1	140	18.12	0.002156456
A10	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	39.21	0.001292622

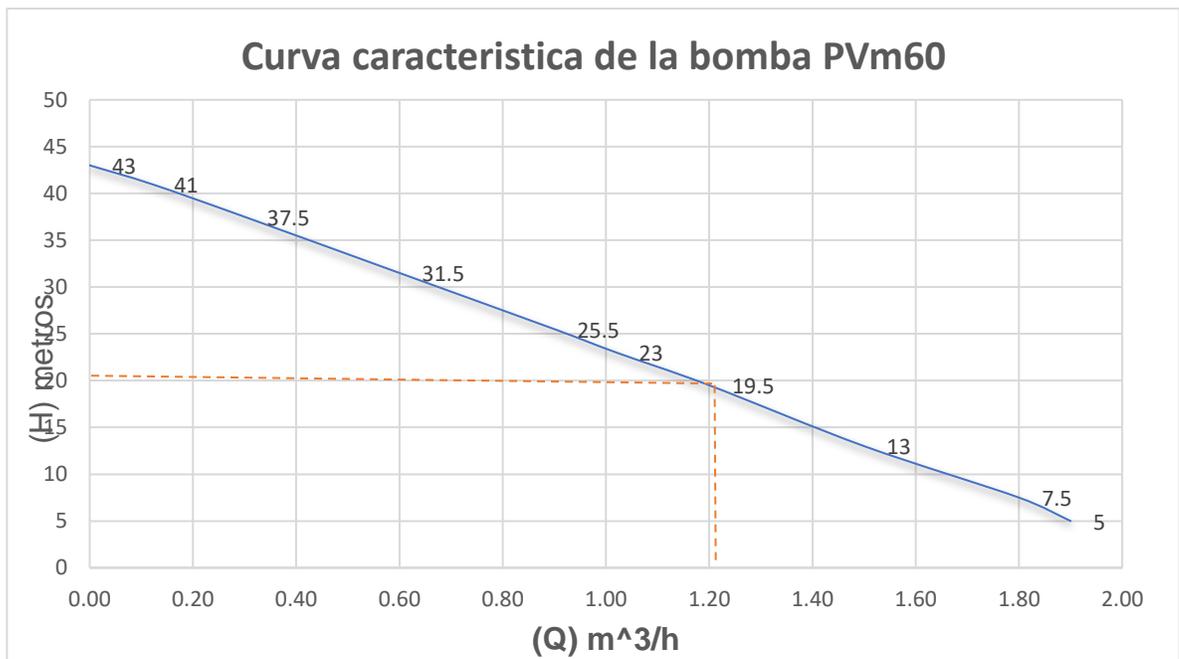
A11	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	38.6	0.001272513
T12	0.000055	0.055	0.9	0.34728092	1.5	38.1	140	8.98	0.001068707
A12	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	7.96	0.000262415
A13	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	23.86	0.000786584
T13	0.0001105	0.1105	0.9	0.49224433	1.5	38.1	140	13.93	0.006035159
A14	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	15.88	0.00052351
T14	0.0000825	0.0825	0.9	0.42533053	1.5	38.1	140	9.01	0.002272104
A15	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	13.36	0.000440434
T15	0.0000551	0.0551	0.9	0.34759649	1.5	38.1	140	26.73	0.003191849
A16	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	12.85	0.000423621
T16	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	19.58	0.000645487
A17	0.0000275	0.0275	0.9	0.24556469	1.5	38.1	140	16.47	0.000542961

Fuente: elaboración propia

ANEXO 3.2. Tabla de curva característica de la bomba.

Q m ³ /h	H metros
0	43
0.12	41
0.3	37.5
0.6	31.5
0.9	25.5
1.02	23
1.2	19.5
1.5	13
1.8	7.5
1.9	5

Grafica de curva característica de la bomba



Fuente: elaboración propia

ANEXO IV

ANEXO 4.1. Accesorios de toda la red Caserío Buena Vista tubería de las líneas de aducción, conducción y red de distribución.

Fuente: Elaboración Propia.

D2241 PIPE DIMENSIONS & PERFORMANCE						
Nom. Size	Pipe Outside Diameter (OD)	SDR	Pressure Rating (psi)	Min. Wall Thickness (T1)	Internal Diameter (ID)	Bell Depth (C)
1/2"	0.840	13.5	315	0.062	0.716	1.175
3/4"	1.050	21	200	0.060	0.930	2.500
1"	1.315	26	160	0.060	1.195	2.500
		21	200	0.063	1.189	
1 1/4"	1.660	32.5	125	0.060	1.540	2.500
		26	160	0.064	1.532	
		21	200	0.079	1.502	
1 1/2"	1.900	32.5	125	0.060	1.780	2.500
		26	160	0.073	1.754	
		21	200	0.090	1.720	
		17	250	0.112	1.676	
		13.5	315	0.141	1.618	
2"	2.375	32.5	125	0.073	2.229	3.250
		26	160	0.091	2.193	
		21	200	0.113	2.149	
		17	250	0.140	2.095	
		13.5	315	0.176	2.023	

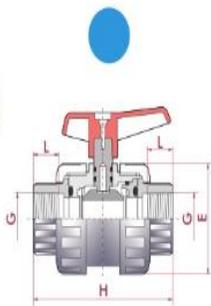
ANEXO 4.2. Especificaciones Técnicas de Válvula globo.

"Standard" ball valve

- PVC-U body
- BSP female thread
- Ball seat in HPDE
- O-Rings in EPDM
- Blue dot

Válvula de bola "Standard"

- Cuerpo en PVC-U
- Rosca hembra BSP
- Juntas asiento bola en HPDE
- Anillos tóricos en EPDM
- Distintivo azul



G	DN	PN	REF.	CODE	L	H	E
3/4"	10	16	05 60 616	05353	14	84	52
1/2"	15	16	05 60 620	02462	16	84	52
3/4"	20	16	05 60 625	02463	19	108	62
1"	25	16	05 60 632	02464	22	124	70
1 1/4"	32	16	05 60 640	02465	26	142	84
1 1/2"	40	16	05 60 650	02466	31	167	104
2"	50	16	05 60 663	02467	38	198	120
2 1/2"	65	10	05 60 675	02468	44	232	148
3"	80	10	05 60 690	02469	51	269	179
4"	80	10	05 60 710	05354	61	275	179
4"	100	10	05 60 711	22798	63	359	228

Fuente: Elaboración Propia.

ANEXO 4.3. Especificaciones técnicas de la válvula de compuerta.



VÁLVULAS DE COMPUERTA

Características – PVC, CPVC

Este sólido diseño compuesto es bien apropiado para una variedad de aplicaciones industriales y de irrigación. Las Válvulas de Compuerta de Spang® están equipadas de fábrica con una variedad de opciones de conexión final. Las características operativas individuales se encuentran en cada rango de tamaño desde 1/2" hasta 3", 2-1/2" y 3", y en la válvula de 4" de Uso Industrial Pesado de muy alta resistencia. Via Válvulas de compuerta en forma de piezo para 4" tamaño.

- Construcción de Cuerpo Resistente en PVC y CPVC
- Codo Cónico con Superficie de Sellado Especialmente Diseñada
- Diseño de Vástago No-Accidental
- Rosca Vástago/Codo Stain-Equalling (Compensador de Tensión) Patenteada
- Sellos para Vástago de O-ring en Lugar de Desperdicio - No Requiere Reajuste Posterior
- Sellos de O-Ring de Buna-N, EPDM o Vitón®
- Agarre Positivo, Operador de Manivela de Polipropileno de Alto Impacto
- Componentes de Rosariado Aluminio Duradero: Accesorios Sin Remover a Válvula
- Aprobación para Agua Potable por la NSF
- Aprobado para Servicio al Viento
- Disponibles con Lubricantes Libres de Silicona, Solubles al Agua
- Disponible en Conexión Vástago y Rosca BSP, 1/2" - 3"



Válvulas de Compuerta de Alta Resistencia de PVC y CPVC en 1/2" - 2"

- Disponible con conexiones finales de cementar, roscado SR (Refuerzo Especial) o bridas.
- Estimado a una Presión de 200 psi @ 73°F. Válvula Indelta Extrada a una Presión de 150 psi @ 73°F

Válvulas de Compuerta de Alta Resistencia de PVC y CPVC en 2-1/2" y 3"

- Disponible con conexiones finales de cementar, roscado SR (Refuerzo Especial) o bridas.
 - Estimado a una Presión de 150 psi @ 73°F
 - Disponible la Tuerca de Operación Cuadrada/Redonda "T" de 2" (Opcional)
- Note: La válvula 2-1/2" es una versión de 3" con una brida.*

Válvulas de Compuerta para Uso Industrial Pesado de PVC y CPVC en 4"

- Disponible con conexiones finales de cementar, roscado SR (Refuerzo Especial) o bridas.
- Estimado a una Presión de 230 psi @ 73°F. Válvula Indelta Extrada a una Presión de 150 psi @ 73°F
- Cuspeo Exterior Al 315 y Equipa
- Indicador de Posición Incorporado para Visto Rápido
- Disponible la Tuerca de Operación Cuadrada/Redonda "T" de 2" (Opcional)

Especificación de la Ingeniería de la Muestra

Todas las Válvulas Industriales de Compuerta serán fabricadas de PVC Tipo I Clasificación de Código 23447 o CPVC Tipo IV Clasificación de Código 23447. Todos los O-Rings serán de Buna-N, EPDM o Vitón®. Todas las válvulas tendrán vástago no accidental y manivela de Polipropileno. Todas las codos de compuerta de la válvula tendrán rosca Stain-Equalling (Compensador de Tensión). Las válvulas de PVC tendrán codo de Polipropileno y las válvulas de CPVC tendrán codo de CPVC. Todos los componentes serán completamente. Todos los vástagos desde 1/2" hasta 2" serán estimados a una presión de 200 psi, todos los vástagos desde 2-1/2" hasta 3" serán estimados a una presión de 150 psi, y todos los vástagos de 4" serán estimados a una presión de 230 psi para agua a 73°F, con las más altas diferencias por Spang® Manufacturing Company.

Fuente: Elaboración Propia.

ANEXO 4.4. Especificaciones técnicas del tanque de oscilación

Cisterna Garantía de por vida

Especificaciones técnicas

- Material fabricado con PEAD (polietileno lineal de alta densidad) de color azul por fuera y blanco por dentro.
- Capacidades desde 1 700 hasta 10 000 L.

Capacidades

Cisternas Garantía de por vida			
Capacidad (L)	Diámetro (m)	Altura (m)	Abastecimiento (personas)
1 700	1.40	1.45	8
2 800	1.55	1.95	15
5 000	2.38	1.44	30
6 000	2.22	2.05	36
10 000	2.38	2.68	60

Nota: considera en la altura de la Cisterna una tolerancia de +/- 5 cm.



Fuente: Elaboración Propia.

ANEXO 4.5. Especificaciones técnicas del tanque de almacenamiento.

Medidas y proporciones



Especificaciones técnicas

Capacidad (L)	Diámetro (m)	Altura (m)	Color
600	0.97	1.12	azul

Fuente: Elaboración Propia.

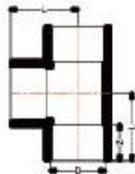
ANEXO 4.6. Especificaciones técnicas de codos.



Nominal Size	Socket Type D	Structural Diameter	
		Z	L
1/2"	21.34	24.0	30.5
3/4"	26.67	27.0	34.5
1"	33.40	30.0	39.5
1-1/4"	42.16	33.0	45.0
1-1/2"	48.26	36.0	49.0
2"	60.32	39.0	54.5
2-1/2"	73.02	46.0	66.0
3"	88.90	49.0	72.0
4"	114.30	59.0	88.0
5"	141.80	70.0	102.76
6"	168.28	76.8	159.5
8"	219.84	104.6	160.34
10"	273.81	130.0	223.84
12"	324.61	155.2	265.11

Fuente: Elaboración Propia.

ANEXO 4.7. Especificaciones técnicas de Te.



Nominal Size	Socket Type D	Structural Diameter	
		Z	L
1/2"	21.34	24.0	36.5
3/4"	26.67	27.0	42.5
1"	33.40	30.0	49.5
1-1/4"	42.16	33.0	56.0
1-1/2"	48.26	36.0	63.0
2"	60.32	39.0	73.5
2-1/2"	73.02	46.0	86.5
3"	88.90	49.0	100.0
4"	114.30	59.0	124.0
5"	141.80	69.0	143.0
6"	168.28	76.8	159.5
8"	219.84	104.60	219.6
10"	273.81	130.00	275.0
12"	324.61	155.0	330.0

Fuente: Elaboración Propia.