

Área de Conocimiento de Ingeniería y Afines

Diseño de un mini acueducto por gravedad en la comunidad de Tauquil, municipio de Jalapa, departamento de Nueva Segovia.

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Tutor:

Br. Dylan Adolfo
Lacayo Rugama
Carnet: 2018-0121N

Br. Yudali Gerard
Rivas Borge
Carnet: 2018-0148N

Br. Keyvin Dareyling
Díaz López
Carnet: 2018-0090N

Ing. Juan Leonardo
Chow Zúniga

Agradecimientos

Primeramente, quiero agradecer a Dios por su amor incondicional, por la sabiduría que me ha dado, por mi salud y por haberme guiado durante estos años de mi carrera.

Quiero agradecer a mis padres **Verónica Rugama** y **Adolfo Lacayo** por brindarme su apoyo incondicional durante todo este tiempo y por brindarme sus consejos que me han ayudado más de una ocasión, también por el apoyo económico que significa estudiar una carrera y los sacrificios que hacen por mí, por los valores que me han inculcado y lo que significan.

También quiero agradecer a nuestro tutor **Ing. Juan Leonardo Chow** por habernos brindado su apoyo, y estar siempre a disposición de resolvernos nuestras dudas y darnos un poco de su conocimiento valioso a lo largo de la carrera y en el desarrollo de nuestra tesis.

Por último, pero no menos importante quiero agradecer a mis hermanos, primos que de alguna manera me apoyaron siempre a lo largo de mi carrera, también agradecer a Eddy Altamirano por apoyarme a ser una mejor persona y brindarme su apoyo incondicional.

Br. Dylan Adolfo Lacayo Rugama

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a todas las personas que contribuyeron de manera significativa a la culminación de esta monografía. En primer lugar, agradezco a Dios que me dio la vida y me cubrió en todo este trayecto dándome inteligencia y sabiduría, por permitirme culminar esta carrera un ciclo tan largo lleno de sacrificios. A mi familia, en especial a mis padres, por su constante apoyo emocional y económico, su amor incondicional me impulsó a perseguir mis metas académicas. A nuestro tutor **Ing. Juan Leonardo Chow** por su orientación experta y valiosos comentarios a lo largo de la elaboración de este trabajo, a mis amigos y compañeros de monografía, por su compañía, comprensión y aliento en los momentos más desafiantes. Gracias a todos

ustedes, su ayuda y apoyo no pasaron desapercibidos y fueron esenciales para culminar con éxito.

Br. Yudalí Gerard Rivas Borge

Antes que todo quiero agradecer a Dios por darme salud y sabiduría, ayudarme en mis momentos más difíciles.

En especial quiero agradecer a mis padres por darme la oportunidad de tener una excelente formación académica, por los valores inculcados, por cada consejo y mensaje de motivación cuando más sola me sentía, por motivarme a ser una mejor persona y sobre todo por ser mi motivación para lograr todas mis metas.

También quiero agradecer a mis tías por su apoyo para que yo pudiera concluir con mis estudios, pero sobre todo quiero agradecer de manera especial a mis abuelas por ser un rayito de luz en mi vida por siempre darme su amor y sobre todo ayudarme, apoyarme y aconsejarme.

Agradezco a nuestro tutor **Ing. Juan Leonardo Chow** por su esfuerzo, dedicación y sus conocimientos que fueron de mucha ayuda para concluir nuestra monografía.

Quiero agradecer a mis compañeros de monografía por su ayuda, paciencia y sobre todo entrega para terminar con éxito este trabajo.

Agradecer a personas que ya no están en esta vida por motivarme a salir adelante, aconsejarme y darme su amor.

Br. Keyvín Dareylíng Díaz López

Resumen

El siguiente trabajo monográfico titulado “**Diseño de un mini acueducto por gravedad en la comunidad de Tauquil, municipio de Jalapa, departamento de Nueva Segovia**”. Consiste en el diseño de un mini acueducto por gravedad que aprovechará el agua de la quebrada El Diamante y que podrá satisfacer la demanda de 449 familias y de 1521 habitantes, los que en la actualidad no cuentan con un servicio de abastecimiento de agua segura, por lo que tienen que recorrer distancias de hasta un kilómetro para obtener agua para consumo y uso doméstico.

Para conocer la demografía de la localidad fue necesario trasladarse hasta el lugar de estudio para realizar un censo completo a la comunidad, es decir, se aplicaron 449 encuestas a la totalidad de los jefes de hogar. Así mismo se realizó un levantamiento topográfico plani alimétrico en el cual se alcanzó a levantar 12.7 km alineados en la ruta de la fuente al tanque y del tanque hacia los diferentes ramales en que se distribuyen las viviendas de toda la comunidad.

En adelante, se determinó la cantidad de flujo de la fuente a aprovechar mediante el aforo utilizando el método sección - velocidad, realizado con un molinete gurdey (modelo 622D), a través del cual se conoció un caudal el 10 l/s, suficiente para abastecer a la población y cumplir con el caudal ecológico; la calidad de agua de la quebrada El Diamante se obtuvo al realizar el análisis de laboratorio y para confirmar que el agua es de calidad los resultados fueron comparados con los parámetros establecidos en la norma CAPRE.

El diseño hidráulico del sistema dio como resultado 5.7 km de línea de aducción que transportará un caudal de 5.25 l/s y una red de distribución de 7 km con una diferencia de nivel de 123.9 metros que hará posible la distribución de un caudal de 8.43 l/s, finalmente se diseñó un tanque de almacenamiento de 120 m³ con su respectivo hipo clorador.

El costo total del proyecto con precios del nuevo FISE se estima de C\$ 13,576,385.90 (Trece millones, quinientos setenta y seis mil trescientos ochenta y cinco córdobas con noventa centavos).

Índice

CAPÍTULO I.....	1
GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES	2
1.3 JUSTIFICACIÓN	3
1.4 OBJETIVOS	4
1.4.1 Objetivo general	4
1.4.2 Objetivos específicos	4
MARCO TEORICO	5
CAPÍTULO II.....	5
2.1 Estudio socioeconómico.....	6
2.2 Estudio topográfico.....	6
2.2.1 Planimetría:	6
2.2.2 La altimetría o nivelación:.....	6
2.3 Aforo.....	6
2.4 Estudios de calidad de agua	7
2.5 Diseño de acueductos.....	8
2.5.2 Dotación	8
2.5.3 Periodo de diseño	9
2.5.4 Factores de la demanda, variación de consumo, y pérdidas en el sistema.....	9
2.5.5 Fuente de abastecimiento	9
2.5.6 Obra de captación	10
2.5.7 Diseño de línea de aducción	10

2.5.8 Filtración en múltiples etapas	11
2.5.9 Red de distribución.....	12
2.5.10 Almacenamiento.....	12
2.5.11 Conexiones domiciliarias.....	13
2.7 Presupuesto de la obra	13
CAPÍTULO III.....	14
DISEÑO METODOLÓGICO	14
3.1 Tipo de estudio.....	15
3.2 Ubicación del estudio, macro y micro Localización	15
3.3 Estudio socioeconómico.....	16
3.4 Estudio topográfico.....	17
3.5 Aforo.....	17
3.6 Calidad de agua	20
3.7 Diseño de un acueducto.....	20
3.7.1 Cálculo de población	20
3.7.2 Dotación	21
3.7.3 Periodo de diseño	21
3.7.4 Demanda.....	21
3.7.5 Obra de captación	23
3.7.6 Línea de aducción	27
3.7.7 Golpe de ariete.....	28
3.7.8 Filtración en múltiples etapas	29
3.7.9 Almacenamiento.....	42
3.7.10 Desinfección.....	42

3.7.11 Análisis hidráulico del sistema de abastecimiento.....	42
3.9 Presupuesto.....	44
CAPÍTULO IV	45
RESULTADOS	45
4.1 Estudio socioeconómico.....	46
4.1.1 Aspectos demográficos	46
4.1.2 Aspectos socioeconómicos	48
4.1.3 Abastecimiento de agua	56
4.2 Estudio topográfico.....	58
4.3 Aforo.....	59
4.3.1 Caracterización hidrológica de la fuente.....	61
4.4 Calidad de agua	66
4.5 Diseño del acueducto	67
4.5.1 Cálculo de la población	67
4.5.3 Dotación	68
4.5.4 Periodo de diseño	69
4.5.5 Demanda.....	69
4.5.6 Obra de captación	71
4.5.7 Diseño de línea de aducción por gravedad	73
4.5.8 Golpe de ariete	91
4.5.9 Filtración en múltiples etapas	94
4.5.10 Desinfección.....	115
4.5.11 Almacenamiento.....	116
4.5.12 Análisis hidráulico del sistema de abastecimiento.....	117

4.5.13 Conexión domiciliarias	141
4.6 Presupuesto	143
CONCLUSIONES.....	144
RECOMENDACIONES	144
Conclusiones.....	145
Recomendaciones.....	146
BIBLIOGRAFIA.....	147
ANEXOS	149
.....	149

Índice de figuras

Figura 1: Macro y micro localización	16
Figura 2: Población por rango de sexo.....	46
Figura 3: Población rango de edades.....	47
Figura 4: Ocupación miembros de familia	49
Figura 5: Ingresos promedios mensuales.....	50
Figura 6: Materiales de construcción paredes.....	51
Figura 7: Estado de la opción de saneamiento	53
Figura 8: Manejo de aguas grises	54
Figura 9: Manejo de los desechos solidos.....	55
Figura 10: Medios para acarrear el agua.....	57
Figura 11:¿Quién acarrea el agua?.....	58
Figura 12:Datos obtenidos mediante el aforo.....	61
Figura 13: Orden de corriente de la cuenca quebrada El Diamante mediante el método Horton.....	64
Figura 14: Mapa de uso de suelos	65
Figura 15: Línea de gradiente hidráulico - Tramo 1	76
Figura 16: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 2	78

Figura 17: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 3	80
Figura 18: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 4	82
Figura 19: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 5	85
Figura 20: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 6	87
Figura 21: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 7	89
Figura 22: Simulación hidráulica de la línea de aducción	118
Figura 23: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (línea de aducción)	119
Figura 24: Perfil longitudinal de presiones (línea de aducción)	119
Figura 25: Simulación hidráulica red de distribución	120
Figura 26: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 1)	122
Figura 27: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 1)	122
Figura 28: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 2)	123
Figura 29: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 2)	124
Figura 30: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 3)	125
Figura 31: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 3)	125
Figura 32: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 4)	126
Figura 33: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 4)	126
Figura 34: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 5)	127
Figura 35: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 5)	127
Figura 36: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 6)	128
Figura 37: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 6)	129
Figura 38: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 7)	130
Figura 39: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 7)	130
Figura 40: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 8)	131
Figura 41: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 8)	131
Figura 42: Simulación del cloro a 12 horas de funcionamiento de la red de distribución	140
Figura 43: Simulación del cloro a 16 horas de funcionamiento de la red de distribución	141

Figura44: Simulación del cloro a 24 horas de funcionamiento de la red de distribución	141
Figura 45: Informe de ensayo físico químicos de aguas naturales.....	IX
Figura 46: Informe de ensayos microbiológicos	X
Figura 47: Informe de ensayos micropoluentes.....	XI

Índice de Tablas

Tabla 1: Tipos de rejas y dimensiones de varillas	24
Tabla 2: Resumen de rangos de calidad agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones FIME.....	30
Tabla 3: Modelo para la selección de un sistema de filtración en múltiples etapas (FIME)	31
Tabla 4: Población por rango de sexo	46
Tabla 5: Población rango de edades	47
Tabla 6: Ocupación miembros de familia	48
Tabla 7: Ingresos promedios mensuales.....	49
Tabla 8: Materiales de construcción paredes	50
Tabla 9: Nivel escolaridad	52
Tabla 10: Estado de la opción de saneamiento.....	53
Tabla 11: Manejo de aguas grises.....	54
Tabla 12: Manejo de los desechos solidos.....	55
Tabla 13: Medios para acarrear el agua.....	56
Tabla 14: ¿Quién acarrea el agua?.....	57
Tabla 15: Descripción de planos	59
Tabla 16: Datos y cálculo de caudal.....	60
Tabla 17: Morfometría de cuenca quebrada El Diamante	61
Tabla 18: Irregularidades en los parámetros físicos y microbiológicos.....	66
Tabla 19: Población de diseño	68
Tabla 20: Tramo de línea de aducción de acuerdo a su diámetro.....	74
Tabla 21: Válvulas en la línea de aducción	90

Tabla 22: Golpe de ariete línea de aducción	93
Tabla 23: Granulometría para lecho filtrante (FDGI)	95
Tabla 24: Granulometría para lecho de soporte (FDGi)	95
Tabla 25: Pérdidas de carga para lecho filtrante (FDGi)	101
Tabla 26: Pérdidas de carga en lecho de soporte (FDGi)	102
Tabla 27: Granulometría para lecho filtrante (FGAC)	103
Tabla 28: Granulometría para lecho de soporte (FGAC)	104
Tabla 29: Pérdidas de carga en lecho filtrante (FGAC)	107
Tabla 30: Pérdidas de carga en lecho de soporte (FGAC)	107
Tabla 31: Granulometría del lecho filtrante.....	109
Tabla 32: Granulometría lecho de soporte	109
Tabla 33: Pérdidas de carga en lecho de soporte (FLA)	114
Tabla 34: Desinfección	116
Tabla 35: Características hidráulica de la tubería - línea de aducción	118
Tabla 36: Características hidráulica de los nodos - línea de aducción	119
Tabla 37: Distribución del caudal maximo horario	121
Tabla 38: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 1).....	122
Tabla 39: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 2)	123
Tabla 40: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 3).....	124
Tabla 41: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 4).....	126
Tabla 42: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 5).....	127
Tabla 43: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 6).....	128
Tabla 44: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 7).....	129
Tabla 45: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 8).....	131
Tabla 46: Velocidades en la red de distribución (Ramal 1)	132
Tabla 47: Velocidades en la red de distribución (Ramal 2)	133
Tabla 48: Velocidades en la red de distribución (Ramal 3)	134
Tabla 49: Velocidades en la red de distribución (Ramal 4)	135
Tabla 50: Velocidades en la red de distribución (Ramal 5)	136
Tabla 51: Velocidades en la red de distribución (Ramal 6)	137
Tabla 52: Velocidades en la red de distribución (Ramal 7)	137

Tabla 53: Velocidades en la red de distribución (Ramal 8)	138
Tabla 54: Válvulas en la red de distribución	139
Tabla 55: Conexiones domiciliarias	142
Tabla 56: Presupuesto por etapas del proyecto	143
Tabla 57: Características hidráulicas de los nodos - línea de aducción	XII
Tabla 58: Características hidráulicas de las tuberías - línea de aducción	XVIII
Tabla 59: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 1)	XXIII
Tabla 60: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 1)	XXIII
Tabla 61: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 2)	XXIV
Tabla 62: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 2)	XXV
Tabla 63: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 3)	XXVI
Tabla 64: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 3)	XXVII
Tabla 65: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 4)	XXVIII
Tabla 66: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 4)	XXIX
Tabla 67: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 5)	XXX
Tabla 68: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 5)	XXXI
Tabla 69: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 6)	XXXII
Tabla 70: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 6)	XXXII

Tabla 71: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 7)	XXXIII
Tabla 72: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 7)	XXXIII
Tabla 73: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 8)	XXXIV
Tabla 74: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 8)	XXXV
Tabla 75: Simulación demanda cero (Ramal 1)	XXXVI
Tabla 76: Simulación demanda cero (Ramal 2)	XXXVI
Tabla 77: Simulación demanda cero (Ramal 3)	XXXVII
Tabla 78: Simulación demanda cero (Ramal 4)	XXXVIII
Tabla 79: Simulación demanda cero (Ramal 5)	XXXIX
Tabla 80: Simulación demanda cero (Ramal 6)	XL
Tabla 81: Simulación demanda cero (Ramal 7)	XLI
Tabla 82: Simulación demanda cero (Ramal 8)	XLI
Tabla 83: Presupuesto general	XLIII

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

La comunidad de Tauquil cuenta con una población actual de 1289 habitantes, se encuentra localizada en el municipio de Jalapa, departamento de Nueva Segovia.

Actualmente la comunidad consume agua cruda de un mini acueducto por gravedad, que ya cumplió su periodo de diseño. Por esta razón se llevarán a cabo los estudios socioeconómicos, topográficos, aforo y calidad de agua, para el diseño nuevo mini acueducto por gravedad (MAG), el cual se basó en todos criterios establecidos en la norma técnica NTON 09 007 -19.

Con el diseño se estarán iniciando las acciones para la inversión y ejecución de un nuevo MAG, el cual dará repuesta a la escasez de agua de calidad, asegurando un sistema funcional que cumpla con normas vigentes de diseño (NTON 09-007-19) y calidad de agua (Norma regional CAPRE).

Los estudios se realizarán con el apoyo financiero de la alcaldía municipal de Jalapa y la contribución técnica de UNI RUACS con la facultada de tecnología de la construcción (FTC), así como con la participación de los pobladores de la comunidad a través del comité de agua potables y saneamiento (CAPS).

Concluido el diseño del mini acueducto por gravedad, mejorará notablemente la calidad de vida de los habitantes de la comunidad y reducirá el riesgo de enfermedades de origen hídrico. (Pérez, 2022)

1.2 ANTECEDENTES

La escasez de agua es un problema que afecta a más del 40% de la población mundial, como consecuencia más de 100 millones de personas en América Latina no cuentan con el acceso al vital líquido, tal que, la mala gestión de este recurso ha ido acrecentándose cada vez más, por lo que de continuar así se espera que para el año 2030 más de la mitad de la población mundial no tenga acceso a dicho recurso (Ayuda en Nación, 2017).

En Nicaragua el acceso al agua potable se ha ido incrementando en los últimos años en, el año 2007 el acceso al agua potable en la zona rural era del 26.7% y para el año 2020 el acceso era de 55.4% (Sinimbu, 2021).

El departamento de Nueva Segovia cuenta con una cantidad de 395 sistemas de agua potable tanto mini acueducto por gravedad (MAG), como mini acueducto por bombeo eléctrico (MABE). Del total de mini acueductos 154 son por gravedad y abastecen a 11,229 familia (SIASAR, 2022).

Por otra parte, el municipio de Jalapa actualmente cuenta con una cobertura de agua potable del 68.38%, utilizando diferentes tipos de sistemas de abastecimientos, estos sistemas llevan más de diez años en funcionamiento, abasteciendo a las comunidades sin mayores inversiones o mantenimiento (Viñuelas, 2008).

En algunos casos estos sistemas necesitan una ampliación, rehabilitación o un reemplazo dado que ya han cumplido con su vida útil o porque no logran satisfacer la demanda actual (ECODES, 2008).

En el año 2000 en la comunidad de Tauquil se construyó un mini acueducto por gravedad (MAG), que actualmente se encuentra en funcionamiento, pero no logra satisfacer la demanda actual de los habitantes, cuya situación es más crítica en los meses de verano donde los niveles de la fuente disminuyen (SIASAR, 2022).

1.3 JUSTIFICACIÓN

El agua es esencial para la vida y todas las personas deben de disponer de un abastecimiento satisfactorio (suficiente, seguro y accesible). La mejora del acceso al agua de consumo humano puede proporcionar beneficios para la salud, en lo que respecta se debe hacer el máximo esfuerzo para lograr que el agua de consumo sea tan segura como sea posible (OMS, 2011).

En la actualidad, el mini acueducto por gravedad de la comunidad de “Tauquil” ha cumplido su vida útil, por lo que presentan problemas en su funcionamiento, lo que fue constatado mediante una visita a la comunidad donde se pudo apreciar que el mini acueducto presenta problemas de fugas en la red de distribución, ocasionando que en algunas zonas no lleguen el servicio de agua, habiendo un racionamiento en el servicio, el cual se ofrece sólo 4 horas al día.

Debido a la escasez de agua que presenta la comunidad, los pobladores han optado por utilizar agua cruda de una quebrada que pasa por la comunidad, siendo ésta una solución parcial a las necesidades básicas del hogar, como lavar ropa y bañarse; sin embargo, se sabe que el agua de la quebrada presenta contaminación orgánica y química, debido a que se encuentra en una zona cafetalera y ganadera.

Por esta razón se propone diseñar un mini acueducto por gravedad (MAG), con lo que se pretende abastecer mediante conexiones domiciliarias a todas las familias de la comunidad, garantizando la cantidad y calidad del agua, así como la eficiencia de la red de distribución, de manera que las enfermedades hídricas se reduzcan drásticamente mejorando la calidad de vida de los pobladores.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

Diseñar un mini acueducto por gravedad (MAG) en la comunidad “Tauquil” del municipio de Jalapa, departamento de Nueva Segovia.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar un estudio socioeconómico en la comunidad de Tauquil, con el fin de conocer las características demográficas, económicas, demanda de servicio y saneamiento.
- Hacer un estudio topográfico para conocer las características del relieve, necesarias para el diseño de un mini acueducto por gravedad (MAG).
- Realizar un aforo de la quebrada “El Diamante”, con el propósito de conocer la capacidad de la fuente.
- Realizar análisis de calidad de agua de la fuente para conocer las características físico-químicas y bacteriológicos del agua, según la norma.
- Diseñar basado en resultados de calidad del agua, un sistema de tratamiento por filtración en múltiples etapas para garantizar el cumplimiento de la norma regional CAPRE.
- Diseñar basado en la norma (NTON 09 007-19) todos los componentes hidráulicos del sistema de abastecimiento de agua potable, con el propósito de garantizar un buen servicio a la comunidad.
- Elaborar presupuesto para ejecución del mini acueducto por gravedad (MAG), para que la alcaldía municipal de Jalapa gestione los recursos financieros ante el nuevo FISE.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

2.1 Estudio socioeconómico

Estudio socioeconómico, es un informe técnico que reúne la información mediante encuestas y entrevistas para caracterizar y conocer las condiciones en que viven las familias de la zona estudiada que será objeto de la intervención, así como el estado ambiental del territorio, las necesidades de salud, educación y otros servicios, así mismo se consideran los aspectos comerciales, industriales o de servicio (CENEPRED, 2016).

2.2 Estudio topográfico

Se entiende por levantamiento al conjunto de operaciones que se ejecutan en el campo y de los medios puestos en práctica, para fijar las posiciones de puntos, así como su representación en un plano. Según los apuntes de topografía (Zamarripa, 2010), los levantamientos en cuanto a su extensión pueden ser topográficos o geodésicos. Estos se pueden dividir en:

2.2.1 Planimetría: comprende los procedimientos para tomar en el campo los datos que nos permitan proyectar sobre un plano horizontal la forma del terreno, o sea su contorno o perímetro, así como los detalles naturales o debidos a la mano del hombre (Zamarripa, 2010).

2.2.2 La altimetría o nivelación: determina la altura de los distintos puntos del terreno con respecto a un plano de comparación, que generalmente es el nivel medio del mar (Zamarripa, 2010).

2.3 Aforo

Aforo se define como la operación de medición del volumen de agua en un tiempo determinado. La medición del caudal se puede desarrollar de diferentes formas y su elección depende del objetivo de monitoreo, la facilidad del acceso o tiempo con que se cuente y por supuesto, las características de la fuente que se vaya a medir, sus formas y movimientos (Corantoquía, 2014, págs. 3-16).

Según el manual de medición de caudales, (Alvarado, 2017, págs. 8-17), los métodos prácticos de aplicación más utilizados son:

Método Volumétrico: Es usado para corrientes pequeñas como nacimientos de agua o riachuelos, siendo el método más exacto, a condición de que el depósito sea bastante grande y de que pueda medir su capacidad de forma precisa. Consiste en hacer llegar un caudal a un depósito impermeable cuyo volumen sea conocido y contar el tiempo total en que se llena el depósito.

Método de vertederos y orificios: Consiste esencialmente en interponer un tabique ante una corriente de manera que se dé una caída de agua que pase a través de una sección predeterminada. Conociendo las características del vertedero o del orificio que se engloban en el factor (determinado experimentalmente), la sección de la lámina de agua que pasa por ellos y la velocidad teórica de caída libre. Los diferentes tipos de vertederos son:

- Vertedero rectangular sin contracciones
- Vertedero rectangular con dos contracciones
- Vertedero triangular, trapezoidal y circular

Método Sección-Velocidad: Este método es el más usado para aforar corrientes superficiales de agua. Consiste básicamente en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal de una corriente. Así mismo, en determinar la sección a través de la medición de profundidades en la sección transversal del río

2.4 Estudios de calidad de agua

Las normas de calidad del agua establecen los requisitos básicos, a los cuales debe responder la calidad del agua suministrada en los servicios para consumo humano y para todo uso doméstico, independientemente de su estado, origen o después de su tratamiento (CAPRE, 1994).

Para determinar la calidad del agua se deben utilizar Normas de Calidad del Agua para el consumo humano, adoptadas por el Ministerio de Salud MINSA, mediante Acuerdo Ministerial No.65-94 que corresponden a las Normas Regionales CAPRE, “Normas de Calidad del Agua para el consumo humano”; en su versión vigente (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 12).

El Agua procedente de cualquier fuente, que presente características no aptas para el consumo humano, requiere de procesos con el objeto de corregir su calidad y convertirla en agua potable acorde con las normas referidas en el párrafo anterior. Estos procesos se clasifican en pre tratamiento, tratamiento y desinfección (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 12).

- **Desinfección**

La desinfección es normalmente la última etapa o barrera en el tratamiento de agua que contribuye a eliminar o reducir a límites aceptables, según la reglamentación vigente, los riesgos de transmisión de enfermedades de origen hídrico. Para que ella sea efectiva, se requiere que las etapas previas remuevan, tanto a contaminantes que puedan interferir con los mecanismos de desinfección, como a la gran mayoría de microorganismos patógenos, de tal manera que no sea superada, en ninguna circunstancia, la capacidad de remoción del desinfectante. (Montero, 1999)

2.5 Diseño de acueductos

2.5.1 Cálculo de 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 informaciones de datos poblacionales se pueden obtener de las siguientes fuentes de información tales como: Censos Nacionales de 1950, 1963 y 1995, INEC Y EL MINSA. Para el cálculo de las poblaciones futuras se usará el método geométrico (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020).

2.5.2 Dotación

Es la cantidad de agua que se asigna a una actividad o uso. En Nicaragua para sistemas de abastecimiento de agua potable rural concentrada según la norma técnica obligatoria nicaragüense (MIFIC, 2020, pág. 9), la dotación será de 100 lppd.

2.5.3 Periodo de diseño

Denominamos periodo de diseño al número de años para el cual se diseña una obra de abastecimiento de agua potable, considerando que durante ese periodo el sistema proveerá a los usuarios un servicio eficiente y de calidad (Abastecimiento de Agua para comunidades rurales, 2015, pág. 23).

Los componentes se deben diseñar modularmente, para facilitar la operación y mantenimiento y escalar la inversión (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 13).

2.5.4 Factores de la demanda, variación de consumo, y pérdidas en el sistema.

Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diario. se considera 1.5 para consumo máximo diario y 2.5 para el consumo máximo horario. También cuándo 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 es del 15% para localidades de 500 viviendas. Todos estos factores sirven de base para el dimensionamiento de la capacidad de: obras de captación, línea de aducción y red de distribución (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, pág. 12).

2.5.5 Fuente de abastecimiento

Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. Estas deben suministrar agua suficiente para abastecer la demanda poblacional y las condiciones de calidad que garanticen la potabilidad de la misma (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense para el Abastecimiento de Agua Potable en la Zona Rural-NTON 2009-001-99. Normas Rurales, pág. 17).

2.5.6 Obra de captación

El término genérico utilizado para las obras de captación, derivación o toma en ríos es "bocatoma". Por medio de esta estructura se puede derivar el caudal de diseño que por lo general corresponde al caudal máximo diario. Las obras de captación deben localizarse en zonas donde el suelo sea estable y resistente a la erosión, procurando que la captación se haga en un sector recto del cauce (López Cualla, 1995, pág. 75).

2.5.7 Diseño de línea de aducción

La línea de aducción es el conjunto de ductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde la captación hasta la comunidad, formando el enlace entre la obra de captación y la red de distribución. Su capacidad deberá ser suficiente para transportar el gasto de máximo día (MIFIC, 2020).

2.5.7.1 Línea de aducción por gravedad

En el diseño de una línea de aducción por gravedad se dispone, para transportar el caudal requerido aguas abajo, de una carga potencial entre sus extremos que puede utilizarse para vencer las pérdidas por fricción originadas en el conducto al producirse el flujo (Norma Técnica Obligatoria Nicaraguense para el Abastecimiento de Agua Potable en la Zona Rural-NTON 2009-001-99. Normas Rurales).

2.5.7.2 Accesorios y válvulas

Las líneas de aducción por gravedad requerirán de accesorios y válvulas para su debida operación, protección y mantenimiento. Según la norma técnica obligatoria nicaragüense, (MIFIC, 2020, pág. 27),deberán tomarse en cuenta las observaciones siguientes:

- Instalar cajas rompe-presión cuando las presiones estáticas sobrepasen la presión máxima establecidas en el diseño.
- En el caso de tuberías de acero, deben instalarse juntas de dilatación flexible, debidamente soportados y anclados.

- Cuando se requiera, se deben localizar válvulas de aire y vacío con los diámetros adecuados en las cimas del perfil de la línea de acuerdo a lo establecido en el cálculo hidráulico.
- Cuando se requiera en los puntos más bajos de la línea se deben instalar válvulas de limpieza con diámetros adecuados.
- Al inicio y al final de la línea de aducción, deben instalarse válvulas de compuerta para regular o cortar el flujo cuando sea necesario.

2.5.7.3 Golpe de ariete

Debido a la magnitud e importancia de la aducción, es importante tener en cuenta el efecto de este fenómeno en la tubería. Se denomina "golpe de ariete" el efecto de choque violento o sobrepresión súbita producido sobre las paredes del conducto, o al modificarse de manera instantánea el movimiento del fluido como puede ocurrir en el caso del cierre repentino de una válvula (López Cualla, 1995, pág. 189).

2.5.8 Filtración en múltiples etapas

Un filtro es un elemento que, interpuesto en un flujo, permite eliminar parte de los elementos de ese flujo, normalmente elementos no deseados.

La filtración en múltiples etapas (FIME) es la combinación unidades de pretratamiento con filtración en grava (FDGI y FG) y unidades de tratamiento con filtración lenta en arena (FLA) con la finalidad de obtener un efluente de calidad sin necesidad de la utilización reactivos químicos durante el proceso (OPS/CEPIS, 2015).

- **Filtración gruesa dinámica (FDGI)**

Los filtros dinámicos son tanques que contienen una capa delgada de grava fina (6 a 13mm) en la superficie, sobre un lecho de grava más grueso (13-25mm) y un sistema de drenaje en el fondo (OPS/CEPIS, 2015).

- **Filtración gruesa (FG)**

Los filtros gruesos de grava pueden ser de flujo horizontal o vertical. Consiste en un compartimiento principal donde se ubica un lecho filtrante de grava. El tamaño de los granos de grava disminuye con la dirección del flujo (OPS/CEPIS, 2015).

- **Filtración lenta en arena (FLA)**

El tratamiento del agua en una unidad de FLA es el producto de un conjunto de mecanismos de naturaleza biológica y física, los cuales interactúan de manera compleja para mejorar la calidad microbiológica del agua (OPS/CEPIS, 2015).

2.5.9 Red de distribución

La red de distribución es el sistema de conductos cerrados, que permite distribuir el agua bajo presión a los diversos puntos de consumo, que pueden ser conexiones domiciliarias o puestos públicos. El sistema principal de distribución de agua puede ser de red abierta, de malla cerrada, o una combinación de ambas, de acuerdo a las características urbanísticas del sector (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, pág. 28).

Se deberá diseñar para la condición del consumo de hora máxima al final del periodo de diseño, el cual resulta al aplicar el factor de 2.5 al consumo promedio diario más las pérdidas o fugas.

Para el análisis hidráulico deben considerarse los casos de red abierta y malla cerrada. Pueden utilizarse el método Hunter o el método Hardy – Cross, también se puede analizar mediante software por el método Hazen Williams o cualquier otro ampliamente conocido (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 30).

2.5.10 Almacenamiento

En el proyecto de cualquier sistema de abastecimiento de agua potable, deben de diseñarse los tanques que sean necesarios para el almacenamiento, de tal manera que se satisfagan las máximas demandas que se presenten durante la vida útil del sistema y mantener las reservas que garanticen hacer frente a los

daños que sufran las líneas de aducción o de cualquier otro elemento. Estos deben de estar ubicados lo más cercano posible a la red de distribución, teniendo en cuenta la topografía del lugar y que garantice las presiones uniformes en todas y cada una de las casas tributarias a cada nodo, componente de dicha red. Se deberá de considerar para su diseño, su capacidad mínima, el tipo de tanque y tipo de material a utilizar en su fabricación (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, págs. 32-35).

2.5.11 Conexiones domiciliarias

Son tomas de agua que se aplican en el sector rural, pero en ocasiones esporádicas y sujetas a ciertas condiciones, tales como disponibilidad suficiente de agua, bajos costos de operaciones, capacidad de pago de la población, y número de usuarios del servicio (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19).

2.7 Presupuesto de la obra

Son cálculos que se realizan para conocer los costos de la obra. Para ello es necesario conocer el trabajo a realizar, estudiando los planos arquitectónicos, estructurales, y de instalaciones (Manual de presupuesto de obras municipales , 2015).

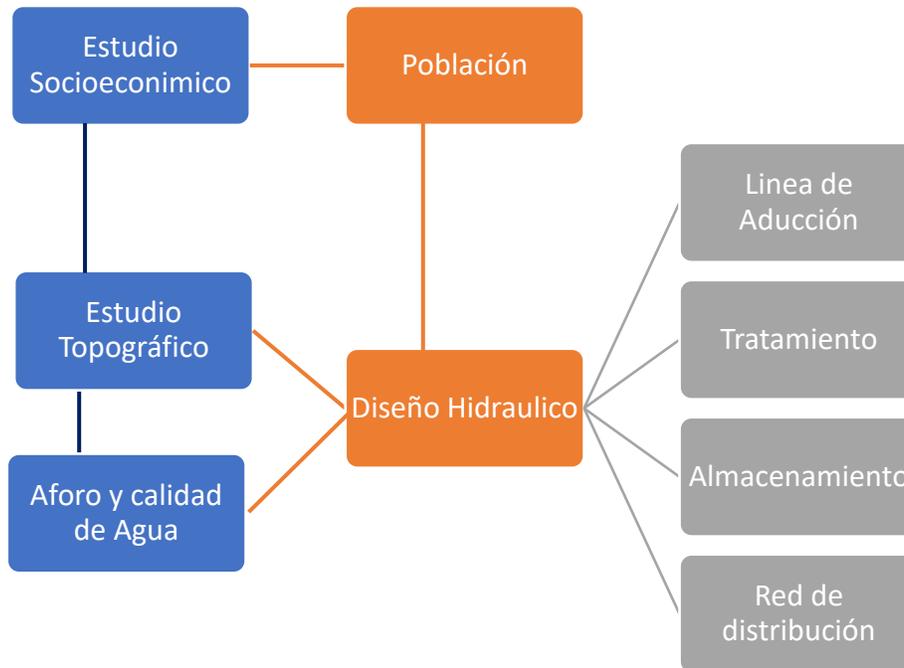
El manual de presupuesto de obras municipales nos indica que dentro de los costos de una obra están los siguientes:

- **Costos directos:** “Es el conjunto de erogaciones que tienen aplicación en un producto determinado. Está compuesto por la suma de los gastos de: materiales, mano de obra, equipos y herramientas”.
- **Costos indirectos:** Son aquellos gastos que no pueden tener aplicación a un producto determinado y se considera como la suma de gastos técnicos administrativos necesarios para la correcta realización de cualquier proceso productivo. El costo indirecto se divide en tres grandes grupos, el costo indirecto de operación, el costo indirecto de cada una de las obras y los cargos adicionales.

CAPÍTULO III

DISEÑO METODOLÓGICO

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



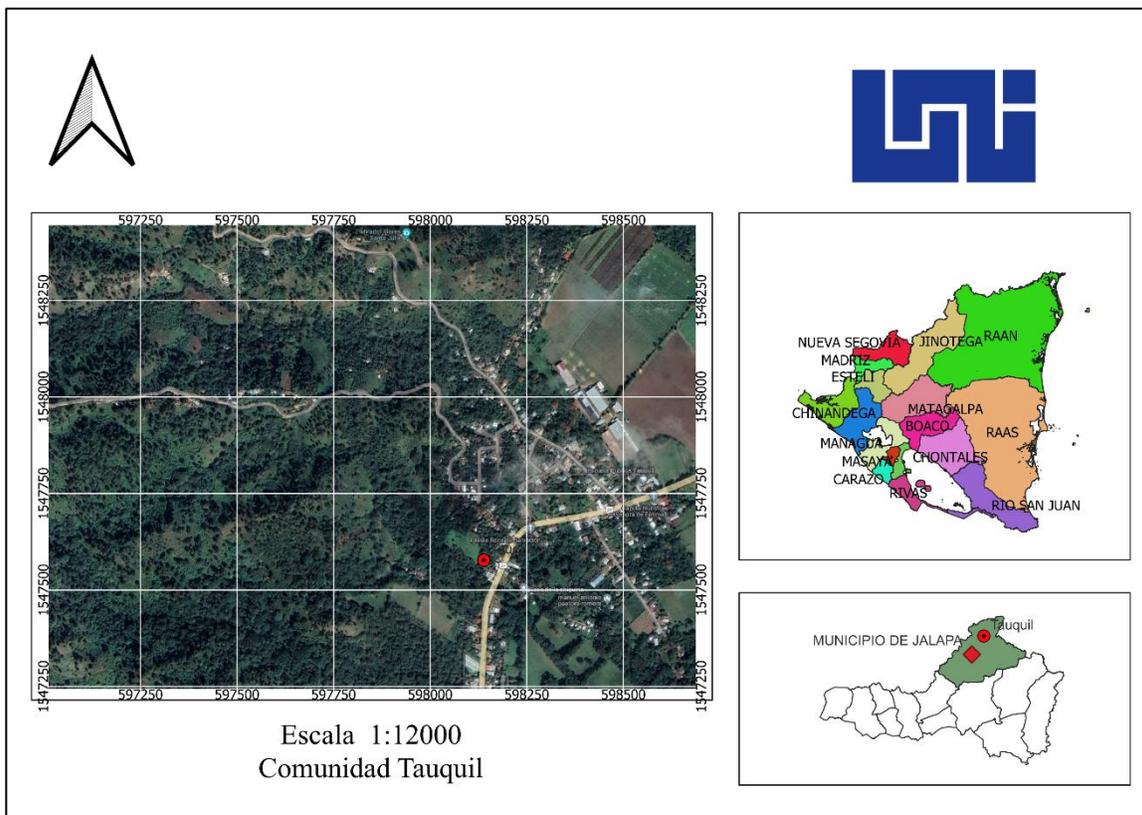
3.1 Tipo de estudio

Con respecto a los objetivos planteados, el presente estudio es de tipo descriptivo, con una investigación y análisis de los datos de tipo cuantitativo y cualitativo, esto con respecto a que se estudiarán y se analizarán datos que involucrarán etapas exploratorias, con el propósito de recaudar información descriptiva y visual, que más adelante serán analizadas para una mejor interpretación.

3.2 Ubicación del estudio, macro y micro Localización

El presente estudio se realizó en la comunidad de Tauquil municipio de Jalapa, departamento de Nueva Segovia con las coordenadas “13.9969486, -86.0912762.” La comunidad de Tauquil se encuentra a 8 km de la cabecera municipal Jalapa y a 4 km del puesto fronterizo “El Porvenir” ver figura 1.

Figura 1: Macro y micro localización



Fuente: Elaboración propia

3.3 Estudio socioeconómico

Para llevar a cabo este objetivo, se aplicó entrevistas con el formulario de encuesta como principal generador de información, el cual se realizó en coordinación con los líderes de la comunidad Tauquil.

Se entrevistó a los jefes de hogar para obtener información sobre las necesidades en la que se encuentra la comunidad, tomando en cuenta los factores: salud, economía, condiciones de vida y el acceso al agua potable. La encuesta a realizarse es un formato elaborado por el nuevo FISE (Anexo 1).

Una vez obtenida la información se analizó mediante el software Excel, lo que permitirá conocer de manera confiable los resultados del procesamiento.

3.4 Estudio topográfico

En la etapa de campo se debió cumplir con las recomendaciones técnicas que propone INAA ahora ANA, citando a INETER (INAA, 2017, págs. 2-3), en la cual hace referencia que los levantamientos topográficos deberán cumplir los siguientes requisitos de precisión y cierre.

1. El levantamiento topográfico (altimetría), se referenciará dos BM geodésico. Se harán estacionamientos no mayores a 20 m, tomando en cuenta todos los accidentes que presente el relieve del terreno tales como los ramales existentes, cauces, alcantarillas, cruces aéreos, cunetas, curvas de nivel.
2. En lugares convenientemente ubicados que garanticen su conservación se colocarán mojones que permitan el replanteo del polígono.
3. El levantamiento se hará con dos estaciones totales: Sokkia Cx-105 y una FOCUS 2.
4. Las curvas de nivel tendrán un intervalo de 0.50 m a 1.00 m y en terreno accidentado el intervalo será mayor.
5. Se deberá conformar al menos una poligonal cerrada de manera que se logre comprobar el cierre.

3.5 Aforo

Para llevar a cabo el aforo de la fuente y determinar el caudal que puede generar en un tiempo determinado la quebrada El Diamante, se aplicará el método sección - velocidad, que consiste en medir la velocidad de la corriente en varios puntos del mismo vertical y en varias verticales de la sección de la quebrada, a la vez que se miden las velocidades se miden las profundidades en cada vertical y la anchura exacta de la quebrada, los que nos permite establecer con bastante precisión la sección. El cálculo del caudal se obtendrá mediante la Ecuación 1.

$Q = A \times V$	Ecuación 1
------------------	-------------------

Donde:

Q: Caudal del agua, en m³ /s

A: Área de la sección transversal, en m²

V = Velocidad media del agua, en m/s

3.5.1 Datos morfométricos

Para iniciar el estudio se delimitará la microcuenca mediante el modelo de elevación digital (DEM) de la NASA, denominado satélite de observación terrestre avanzada (ALOS, por sus siglas en inglés) y su radar PALSAR (Phased Array L- band synthetic Aperture Radar, en español, radar de apertura sintética de banda L, y a continuación se procesará el ráster en el software QGIS, mediante el cual se conocerá la morfometría de la cuenca Quebrada el Diamante, características como el área, perímetro, longitudes, alturas, entre otros.

Se calcularán los siguientes parámetros para conocer la clasificación de la cuenca en estudio.

- **Coficiente de forma**

Para calcular el coeficiente de forma se utilizará la ecuación 2.

$Kf = \frac{A}{L^2}$	Ecuación 2
----------------------	-------------------

Donde:

Kf: coeficiente de forma.

A: Área de la cuenca (km²).

L: Longitud máxima de la cuenca (km).

- **Pendiente del cauce principal**

La pendiente se logra conocer a través de la ecuación 3.

$S = \frac{H}{L}$	Ecuación 3
-------------------	-------------------

Donde:

S: Pendiente del cauce principal.

H: Desnivel altitudinal (m).

L: Longitud del cauce (m).

- **Coeficiente de compacidad**

El coeficiente de compacidad será determinado a través de la ecuación 4.

$k_c = 0.28 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right)$	Ecuación 4
--	-------------------

Donde:

K_c : Coeficiente de compacidad.

P: Perímetro (km).

A: Área (km²).

- **Tiempo de concentración**

Para conocer el tiempo de concentración se adoptó el método de Kirpich, utilizable en cuencas de tamaño medio y pendiente considerable, se calculará mediante la ecuación 5.

$T_c = 0.06626 \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.385}$	Ecuación 5
--	-------------------

Donde:

T_c : Tiempo de concentración (horas).

L: Longitud del drenaje principal (km).

S: Pendiente del cauce principal (m).

- **Orden de la corriente**

Para clasificar el orden de la corriente de la cuenca Quebrada el Diamante se optó por el método de Horton, el cual se fundamenta en los siguientes criterios: se consideran corrientes de primer orden, aquellas corrientes fuertes, portadoras de agua de nacimientos y que no tienen afluentes. Cuando dos corrientes de orden uno se une, resulta una corriente de orden dos. De manera general, cuando dos corrientes de orden

i se unen, resulta orden i+1. Cuando una corriente se une con otra de orden mayor, resulta una corriente que conserva el mayor orden.

3.6 Calidad de agua

Para la realización de este estudio fue necesario recolectar muestras de agua cruda de la quebrada “El Diamante” y posteriormente enviarlas a un laboratorio donde se le deben realizar los análisis establecidos en la etapa (E1, E2) descritas en el artículo 8 de la Norma Regional CAPRE. Una vez obtenidos resultados se interpretarán los mismos comparándolos con los rangos y valores máximos permisibles recomendados en la misma, esto con el fin de recomendar el tratamiento más adecuado para el agua de la fuente prevista a aprovechar.

3.7 Diseño de un acueducto

Para llevar a cabo el diseño de un mini acueducto por gravedad, es necesario considerar en el cálculo ciertos parámetros que son indispensables en la toma de decisiones y que están regidos en la Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020.

3.7.1 Cálculo de población

3.7.1.1 Tasa de crecimiento

Para determinar la tasa de crecimiento del lugar de estudio se tomarán en cuenta la información brindada por la Alcaldía Municipal de Jalapa y miembros del CAPS, los cuales proporcionaron material de Censos y estudios bases realizados años atrás, para luego compararla con la obtenida en la actualidad, en caso particular los valores no pueden ser menores a 2.5% y se calcula mediante la ecuación 6.

$r = \left[\left(\frac{P_n}{P_o} \right)^{1/n} - 1 \right]$	Ecuación 6
---	-------------------

Donde:

r: Tasa de crecimiento

P_n: Población proyectada al año “n” (hab).

P_o: Población inicial (hab).

n: intervalo de tiempo años

3.7.1.2 Población de diseño

Para determinar el cálculo de la población de diseño se adoptará el método Geométrico, y se calcula mediante la ecuación 7 (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, pág. 8).

$P_n = P_o (1+r)^n$	Ecuación 7
---------------------	-------------------

3.7.2 Dotación

La dotación para la población rural concentrada será de 100 lppd (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, págs. 9-11).

3.7.3 Periodo de diseño

Los componentes de este acueducto se diseñaron para los periodos establecidos en la Tabla 6 de la (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 13).

3.7.4 Demanda

Consumo Doméstico: El consumo doméstico será calculado a través de la ecuación 8.

$CD = \frac{P_F \times DOTACION}{86,400}$	Ecuación 8
---	-------------------

Donde:

CD: Consumo doméstico, (l/s).

P_F: Población futura, (hab).

Consumo Comercial, Público e Institucional: En este caso en particular no se tomará en cuenta el consumo comercial e industrial dado que no están presentes en esta zona; sin embargo, si se aplicará el factor institucional para el consumo de escuelas y centros de salud el cual equivale al 7% del consumo doméstico, estipulado en la tabla 4 de la (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, pág. 11)

Se calcula mediante la ecuación 9.

$CPI = CD \times \frac{7}{100}$	Ecuación 9
---------------------------------	-------------------

Donde:

CPI: Consumo Público o Institucional, (l/s).

CD: Consumo Doméstico, (l/s).

Consumo Promedio Diario: será calculado mediante la ecuación 10.

$CPD = CD + CPI + CC + CInd$	Ecuación 10
------------------------------	--------------------

Donde:

CPD: Consumo Promedio Diario, (l/s).

CD: Consumo Doméstico, (l/s).

CPI: Consumo Público o Institucional, (l/s).

CC: Consumo Comercial (No se toma en cuenta, no presentes en la zona)

CInd: Consumo Industrial (No se toma en cuenta, no presentes en la zona)

Pérdidas en el Sistema: Dentro del proceso de diseño deben de tomarse en cuenta las pérdidas en el sistema, esta cantidad de agua se expresa como un porcentaje del consumo del día promedio. Para ciudades y localidades con menos de 500 viviendas, el porcentaje se fijará en un 15% y se calcula mediante la ecuación 11.

$P = CPD \times \frac{15}{100}$	Ecuación 11
---------------------------------	--------------------

Donde:

P: Pérdidas en el sistema, (l/s)

CPD: Consumo Promedio Diario, (l/s)

Variación de Consumo: Las variaciones del consumo estarán expresadas en porcentajes de las demandas promedio diario total. (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, pág. 12)

El Consumo de Máximo Día (CMD): Se calcula mediante la ecuación 12.

$CMD = 1.5 \times CPD + P$	<i>Ecuación 12</i>
----------------------------	---------------------------

Donde:

CPD: Consumo Promedio Diario, (l/s).

P: Pérdidas en el sistema, (l/s).

Consumo de Máxima Hora (CMH): Se calcula mediante la ecuación 13.

$CMH = 2.5 \times CPD + P$	<i>Ecuación 13</i>
----------------------------	---------------------------

Donde:

CPD: Consumo Promedio Diario, (l/s).

P: Pérdidas en el sistema, (l/s).

3.7.5 Obra de captación

Para el diseño de la obra de toma la norma técnica obligatoria nicaragüense, (MIFIC, 2020, pág. 17) nos proporciona los siguientes criterios:

- La bocatoma debe localizarse en un tramo de la corriente que esté a salvo tanto de erosión como de cualquier descarga de aguas residuales, para aislarla lo más posible de las fuentes de contaminación.
- Si se hace necesaria la construcción de una gran presa de derivación habrá que tener en cuenta en el diseño, todo lo referente a información geológica, geotécnica, hidrológica y el cálculo estructural.
- Se podrán diseñar estructuras de tomas por flotación cuando los niveles del río sean muy variables.

3.7.5.1 Diseño de bocatoma lateral

Se opto por diseñar una bocatoma lateral debido a que es muy utilizado en fuentes de aprovechamiento con un caudal relativamente grande, para lograr asegurar un nivel mínimo de aguas, se debe construir un muro normal o inclinado con respecto a la corriente.

El dimensionamiento de los componentes de la bocatoma lateral se realizó siguiendo lo descrito en la guía de diseño Acueductos teoría y diseño, 1993.

- **Caudal a captar**

Se captará un caudal igual a 3 veces el caudal máximo diario (CMD), como se describe en la ecuación 14, con el fin de generar un margen de seguridad, previniendo que se presente una obstrucción en la rejilla y para una futura ampliación del sistema en el futuro (Acueductos teoría y diseño, 1993, pág. 44).

$CD = 3 \times CMD$	Ecuación 14
---------------------	--------------------

Donde:

CD: Caudal de diseño, (l/s)

CMD: Caudal máximo diario, (l/s)

- **Diseño de la rejilla**

Para el diseñar la rejilla, se tiene que tomar en cuenta el tamaño del material que deseamos retener, el tipo de rejilla y la forma de limpieza, a continuación, en tabla 1 se describe los tipos de rejas y las dimensiones de las varillas

Tabla 1: Tipos de rejas y dimensiones de varillas

Tipos de rejas	Espaciamiento libre	Ancho de la reja en dirección normal al flujo	
		Milímetros	Pulgadas
Rejas gruesas	4 a 10 cm (1 1/2" - 4")	10 x 50 mm	(3/8" - 2")
		10x 60 mm	(3/8" - 2 1/2")
		13x40 mm	(3/8" - 1 1/2")
		13x50 mm	(3/8" - 2")
Rejas comunes	2 a 4 cm (3/4" - 1 1/2")	8x50 mm	(5/16" - 2")
		10x40 mm	(3/8" - 1 1/2")
		10x50 mm	(3/8" - 2")
Rejas finas	1 a 2 cm (3/8" - 3/4")	6x40 mm	(1/4" - 1 1/2")
		8x40mm	(5/16" - 1 1/2")
		10x40 mm	(3/8" - 1 1/2")

Fuente: Elaboración propia

- **Vertedero de entrada**

Se empleará la fórmula de Francis para vertederos y se calcula mediante la ecuación 15.

$Q = 1.84 \times L \times H^{3/2}$	Ecuación 15
------------------------------------	--------------------

Donde:

Q: caudal a captar, (m³/s)

L: longitud efectiva del vertedero, (m)

H: carga de la cresta del vertedero, (m)

- **Pérdidas de carga en la rejilla**

Para calcular las pérdidas de carga en la rejilla se empleará la fórmula de Kinhmmer, calculada mediante la educación 16.

$H = B \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} \times h_v \times \text{sen}\theta$	Ecuación 16
---	--------------------

Donde:

H: Pérdida de carga, (m)

B: Factor de forma (1.79 para varillas circulares)

W: Espesor de la barra, (m)

h_v: Carga de velocidad, (m)

θ: ángulo de la varilla con la horizontal

b: profundidad de la varilla

▪ **Vertedero Sumergido**

Se asume que el vertedero trabajará sumergido se empleará la fórmula de Villemonte, calculada mediante la ecuación 17.

$Q = Q_1 \times (1 - S^n)^{0.385}$	Ecuación 17
------------------------------------	--------------------

Donde:

Q: Caudal que se requiere a captar (sumergido), (m³/s)

Q₁: Caudal captado (no sumergido), (m³/s)

S: Sumergencia

n: Exponente en la formula como vertedero libre

▪ **Número de espacios y cantidad de varillas**

Se deberá calcular el número de espacios mediante la ecuación 18, seguidamente se calculará la cantidad de varillas mediante la ecuación 19.

$ne = \frac{L}{\phi \text{ varilla}}$	Ecuación 18
---------------------------------------	--------------------

Donde:

ne= número de espacios

L= longitud efectiva

Φ = diámetro de la varilla

$nv = ne - 1$	Ecuación 19
---------------	--------------------

Donde:

nv = número de varillas

ne= número de espacios

3.7.6 Línea de aducción

Según la norma técnica obligatoria nicaragüense (MIFIC, 2020, págs. 24-26), para el diseño de la línea de aducción:

- Se debe calcular el caudal de máximo día.
- En los puntos topográficamente elevados se debe mantener una presión mínima de 5 m.
- La presión estática máxima estará en función de las especificaciones técnicas de la clase de tubería a utilizarse, incorporando en la línea válvulas reguladoras de presión o cajas rompe presión donde sea necesario.
- Para calcular la velocidad de diseño será necesario tomar en cuenta el tipo de material de las tuberías y otros aspectos importantes, estas especificaciones están detalladas en las NTON 09 007 – 19, pág. 24 – 26.
- El cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la energía disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas.

El cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la energía disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 26)

Se empleará la fórmula de Hazen Williams, en la que se despeja el diámetro y se calcula mediante la ecuación 20.

$H = \left[\frac{10.679 Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} D^{4.87}} \right] L$	<i>Ecuación 20</i>
--	---------------------------

Donde:

H: Pérdida de carga (m).

Q: Caudal metros cúbicos (m³/s).

C: Coeficiente de rugosidad.

D: Diámetro interno de la tubería (m).

L: Longitud de la tubería (m).

3.7.7 Golpe de ariete

Para llevar a cabo este cálculo se utilizó la ecuación de Allievi, conocida como celeridad y se calcula mediante la ecuación 21.

$C = \frac{9,900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}$	Ecuación 21
---	--------------------

Dónde:

C: Celeridad de la onda de presión (m/s).

D: Diámetro interno del tubo (m).

e: Espesor de la tubería (m).

K: Coeficiente que tiene en cuenta el módulo de elasticidad del material del tubo (para tubos de PVC, K= 33.3).

A continuación, se calcula el tiempo crítico, el cual representa el tiempo que tarda la onda en recorrer un ciclo entero, es decir, una ida y vuelta completa por la tubería, siendo independiente este valor de la forma en que se produzca el cierre, para calcularlo se utilizara la ecuación 22.

$t_c = \frac{2L}{c}$	Ecuación 22
----------------------	--------------------

Donde:

tc: tiempo crítico (seg).

L: longitud de la tubería (m).

c: celeridad (m/s).

Para el tiempo de cierre o de maniobra (T_c) se adoptará un valor de 20 segundos, este el tiempo en el que operador puede cerrar la válvula de compuerta.

La comparación del tiempo de maniobra (T_c) o tiempo de cierre de la válvula de corte con este tiempo crítico nos va a permitir diferenciar un cierre lento de un cierre rápido.

Si $T_c \geq t_c$ consideraremos el cierre lento, y el caso contrario ($T_c < t_c$) será cierre rápido.

Para cierres lentos aplicaremos la fórmula de Michaud, se calcula mediante la ecuación 23.

$\Delta h = \frac{2 L v}{g T_c}$	Ecuación 23
----------------------------------	--------------------

Donde:

Δh : cierre lento (m).

L: longitud de la tubería (m).

v: velocidad de circulación del agua (m/s).

g: gravedad, (m/s²)

T_c: tiempo de maniobra o tiempo de cierre, s

Para cierres rápidos aplicaremos la ecuación de Allievi, se calcula mediante la ecuación 24.

$\Delta p = \frac{c \times v}{g}$	Ecuación 24
-----------------------------------	--------------------

Donde:

Δp : cierre rápido

c: celeridad de la onda de presión (m/s).

v: velocidad de circulación del agua (m/s)

g: gravedad, (m/s²)

3.7.8 Filtración en múltiples etapas

Para tratar el agua cruda se propone un sistema de filtración en múltiples etapas (FIME), en la tabla 2 se presenta de manera resumida la clasificación propuesta para la calidad del agua de fuentes superficiales, considerando tres parámetros básicos discutidos.

Estos rangos están asociados con las características del agua cruda en tres tipos de fuentes superficiales:

- Riesgo bajo: con fuentes de ladera bien protegidas.
- Riesgo intermedio: en fuentes con alta intervención humana y con moderados niveles de sólidos, turbiedad, color.

- Riesgo alto: con características como los ríos de valle que reciben vertimientos de aguas residuales y aguas de escorrentía superficial de zonas agroindustriales (Montero, 1999, pág. 109).

Tabla 2: Resumen de rangos de calidad agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones FIME

Rango	Nivel promedio
Bajo	Turbiedad < 10 UNT
	Coliformes Fecales < 500 UFC/100 ml
	Color Real < 20 UPC
Intermedio	Turbiedad 10-20 UNT
	Coliformes Fecales 500 - 10000 UFC/100 ml
	Color Real 20 - 30 UPC
Alto	Turbiedad 20-70 UNT
	Conformes Fecales 10000 - 20000 UFC/100 ml
	Color Real 30 - 40 UPC

Fuente: (Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 5)

3.7.8.1 Selección del FIME

En base a las consideraciones anteriores se han establecidos los criterios mínimos para la adopción de un sistema de filtración en múltiples etapas, la cual se basa en los rangos seleccionados de los análisis de calidad de agua y serán adoptados en la tabla 3.

Tabla 3: Modelo para la selección de un sistema de filtración en múltiples etapas (FIME)

	Turbiedad UNT	<10	10-20	20-50	50-70 (*)
	Color Real (UC)	<20	20-30	30-40	30-40 (*)
Coliformes fecales (UFC/100 ml)					
< 500	Sin FGA	FGAC _{0.6}	FGAC _{0.45}	FGAS _{30.3}	
500-10000	FGAC _{0.6}	FGAC _{0.6}	FGAC _{0.45}	FGAS _{30.3}	
10000-20000 (*)	FGAC _{0.45}	FGAC _{0.45}	FGAC _{0.45}	FGAS _{30.3}	

Fuente: (Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 9)

Clasificación de la fuente según rango de calidad.

Bajo	Medio	Alto

Todas las opciones de pretratamiento incluyen dentro de sus componentes de tratamiento, FDGi con velocidad de filtración 2.0 m/h y FLA con velocidad 0.15 m/h. (El subíndice del pretratamiento indica la velocidad de filtración recomendada en m/h).

- * Para valores superiores a 70 UNT; 20000 UFC/100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.

Posteriormente, se realizará el dimensionamiento de los componentes de tratamiento siguiendo los criterios de diseño descritos en la guía para diseño de sistemas de filtración en múltiples etapas (2015, págs. 11-21)

3.7.8.2 Filtración gruesa dinámica (FDGi)

A continuación, se presentan las consideraciones y cálculos para el dimensionamiento de filtro grueso dinámico.

- **Número de filtros (N)**

Normalmente se consideran como mínimo 2 unidades para casos de mantenimiento o falla de uno de los filtros.

- **Área total del filtro (A_t)**

El área total del filtro se puede obtener del caudal de agua m³/h y de la tasa de filtración, se calcula mediante la ecuación 25.

$A_t = \frac{Q_t}{v_f}$	Ecuación 25
-------------------------	--------------------

Donde:

A_t = área total del filtro, en m²

Q_t = caudal total, en m³

V_f = velocidad de filtración, en m/h

- **Área de filtro de cada unidad (A_f)**

Sera calculada mediante la ecuación 26.

$A_f = \frac{A_T}{N}$	Ecuación 26
-----------------------	--------------------

Donde:

A_f = área de cada unidad, en m²

A_T = área total del filtro, en m²

N = Número de unidades

- **Caudal total (Q_t)**

Será calculado mediante la ecuación 27.

$Q_t = Q_{md}$	Ecuación 27
----------------	--------------------

Donde:

Q_t : caudal total, en m³/h

Q_{md} : caudal máximo diario, en m³/h

▪ **Caudal del filtro (Q_f)**

Se calculará mediante la ecuación 28.

$Q_f = \frac{Q_t}{N}$	Ecuación 28
-----------------------	--------------------

Donde:

Q_f : caudal del filtro, en m³/h

Q_t : caudal total, en m³/h

N : número de unidades

▪ **Caja de filtro**

El ancho de la caja del filtro se calculará a través de la ecuación 29

$b = \sqrt{\frac{A_T}{3}}$	Ecuación 29
----------------------------	--------------------

Donde:

b : ancho de la caja del filtro, en m

A_T : área total, en m²

A continuación, se calcula la longitud de la caja del filtro, mediante la ecuación 30.

$L = 3 \times b$	Ecuación 30
------------------	--------------------

Donde:

L : longitud de la caja del filtro, en m

b : ancho de la caja del filtro, en m

El valor de longitud de la caja de recuperación de arena debe ser 1/5 (20%) de la longitud del filtro) se debe sumar al valor de "L", se calcula con la ecuación 31.

$L_f = L + \frac{1}{5}$	Ecuación 31
-------------------------	--------------------

Donde:

V_c: valor de la caja de recuperación, en m

L: longitud de la caja del filtro, en m

▪ **Pared de la caja del filtro**

Sera calculado mediante la ecuación 32.

$H_f = H_{ls} + H_{lf} + H_{bl}$	Ecuación 32
----------------------------------	--------------------

Donde:

H_f: altura de pared de la caja, en m

H_{ls}: altura de lecho de soporte, en m

H_{lf}: altura de lecho de arena, en m

H_{bl}: altura de borde libre, en m

▪ **Vertedero triangular o en "V"**

Se calculará mediante la ecuación 33.

$h = \left(\frac{Q_t}{1.434} \right)^{1/2.5}$	Ecuación 33
--	--------------------

Donde:

h: carga de agua del vertedero, en m

Q_t: caudal total, en m³/s

A continuación, se calcula el ancho del vertedero mediante la ecuación 34, que será igual a dos veces la carga de agua del vertedero.

$b' = 2 \times h$	Ecuación 34
-------------------	--------------------

Donde:

b': ancho del vertedero, en m

h: carga de agua del vertedero, en m

3.7.8.3 Filtración gruesa ascendente en capas (FGAC)

- **Área superficial del filtro**

El área total del filtro se puede obtener del caudal de agua m³/h y de la tasa de filtración, se calcula mediante la ecuación 35.

$A_s = \frac{Q_d}{N \times V_f}$	Ecuación 35
----------------------------------	--------------------

Donde:

A_s: área superficial, en m²

Q_d: caudal de diseño, en m³/h

N: número de unidades

V_f: velocidad de filtración, en m/h

3.7.8.4 Filtración lenta en arena (FLA)

A continuación, se presenta los cálculos y consideraciones para dimensionar un filtro lento de arena

- **Número de filtros (N)**

(N): Normalmente se consideran como mínimo 2 unidades para casos de mantenimiento o falla de uno de los filtros.

- **Área superficial del filtro**

El área total del filtro se puede obtener del caudal de agua m³/h y de la tasa de filtración, se calcula mediante la ecuación 25 misma que en el filtro grueso ascendente en capas.

▪ **Coeficiente de mínimo costo (K)**

Se calculará mediante la ecuación 36.

$K = \left(\frac{2 \times N}{N+1} \right)$	Ecuación 36
---	--------------------

Donde:

K: coeficiente mínimo de costos

N: número de unidades

▪ **Longitud de unidad**

Se calcula mediante la ecuación 37.

$L = (A_s \times K)^{1/2}$	Ecuación 37
----------------------------	--------------------

Donde:

L: longitud de unidad

A_s: área de la superficial, en m²

K: coeficiente mínimo de costo

▪ **Ancho de unidad**

Se calculará mediante la ecuación 38.

$b = \left(\frac{A_s}{K} \right)^{1/2}$	Ecuación 38
--	--------------------

Donde:

b: ancho de la unidad, en m

A_s: área de la superficial, en m²

K: coeficiente mínimo de costo

- **Velocidad de filtración real (VR)**

Será calculada mediante la ecuación 39.

$VR = \frac{Q_d}{(2 \times L \times b)}$	Ecuación 39
--	--------------------

Donde:

VR: velocidad de filtración real, en m/s

Q_d: caudal de diseño, en m³/s

L: longitud de unidad, en m

b: ancho de unidad, en m

3.7.8.5 Sistema de drenaje

Los drenes se diseñarán con el criterio de que a velocidad mínima límite en cualquier punto de estos no sobre pase 0.30m/s. La relación de velocidades entre el dren principal (V_p) y los drenes secundarios (V_s) debe ser de: V_p/V_s ≤ 0.15, para obtener uniforme del agua filtrada (Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 20).

- **Diámetro del dren principal**

Se deberá calcular el diámetro de la tubería mediante la ecuación 40.

$D_p = \sqrt{\frac{4Q_d}{\pi V_p}}$	Ecuación 40
-------------------------------------	--------------------

Donde:

D_p: diámetro del dren principal

Q_d: caudal de diseño, en m³/h

V_p: Velocidad de drenaje, en m/s

▪ **Velocidad real del dren principal**

Seguidamente, se calculará la velocidad para el dren principal, mediante la ecuación 41.

$V_{rp} = \left(\sqrt{\frac{4Q_d}{\pi D_p}} \right)^{2/4}$	Ecuación 41
---	--------------------

Donde:

V_{rp} : velocidad real, en m/s

Q_d : caudal de diseño, en m³/s

D_p : diámetro de la tubería

▪ **Velocidad de los drenes secundarios**

La velocidad de los drenes secundarios se calculará mediante la ecuación 42.

$V_s = V_{rp} \times 0.6$	Ecuación 42
---------------------------	--------------------

Donde:

V_s : velocidad de los drenes secundarios, en m/s

V_{rp} : velocidad real, en m/s

3.7.8.6 Pérdidas de carga

Serán calculadas las pérdidas de carga a través del lecho filtrante, para ello, se necesita calcular el número de Reynolds y el coeficiente de arrastre según la temperatura del agua.

El número de Reynolds será calculado mediante la ecuación 43.

$Nre = \frac{\rho \times V \times D}{\mu}$	Ecuación 43
--	--------------------

Donde:

Nre : número de Reynolds

ρ : densidad del fluido, en kg/m³ (densidad del agua 997 kg/m³)

V : velocidad del fluido, en m/s

D: Diámetro de la partícula, en m

μ = viscosidad dinámica del fluido, en N.s/m² (viscosidad dinámica del agua 0.00089 N.s/m²)

El coeficiente de arrastre será calculado mediante la ecuación 44.

$C_D = \frac{24}{Nre} + \frac{3}{\sqrt{Nre}} + 0.34$	Ecuación 44
--	--------------------

Donde:

C_D: coeficiente de arrastre

Nre: número de Reynolds

Se utilizará la ecuación 45 para conocer las pérdidas de cargas.

$h = 1.067 \times C_D \times \frac{1}{e^4} \times \frac{L}{d} \times \frac{V^2}{g}$	Ecuación 45
---	--------------------

Donde:

h: pérdidas de cargas, en m

C_D: coeficiente de arrastre

e: porosidad del lecho (0.30)

L: profundidad del lecho, en m

d: diámetro medio del grano, en mm

V: velocidad de filtración, en m/s

▪ **Compuerta de entrada**

Las pérdidas de carga en la compuerta de entrada serán calculadas mediante la ecuación 46.

$h_{fl} = \frac{K \times V^2}{2g}$	Ecuación 46
------------------------------------	--------------------

Donde:

hfl: pérdidas en la compuerta de entrada, en m

K: factor K (para compuertas completamente abiertas 0.2)

V: velocidad del flujo, en m/s

Para calcular la velocidad del flujo se utilizará la ecuación 47.

$V = \frac{V_f \times A_f^2}{A_c}$	Ecuación 47
------------------------------------	--------------------

Donde:

V: velocidad del flujo, en m/s

Vf: velocidad de filtración, en m/s

Af: área de filtración, en m²

Ac: área de compuerta, en m²

▪ **Compuerta de salida**

Para calcular las pérdidas de carga en la compuerta de salida se utilizará la ecuación 48.

$h = \left(\frac{Q}{1.84 \times Lv} \right)^{1/1.5}$	Ecuación 48
---	--------------------

Donde:

h: pérdidas de carga en la compuerta de salida, en m

Q: caudal en, m³/h

Lv: longitud de la cresta del vertedero general

Para calcular las pérdidas de cargas en el dren será necesario conocer el área del mismo, este será calculado mediante la ecuación 49.

$A_d = \frac{(\pi)(D_p)^2}{4}$	Ecuación 49
--------------------------------	--------------------

Donde:

A_d : área del dren, en m^2

D_p : diámetro del dren principal, en m

De igual forma se tendrá que calcular el perímetro, mediante la ecuación 50.

$P_d = \pi \times D_p$	Ecuación 50
------------------------	--------------------

Donde:

P_d : perímetro del dren principal, en m

D_p : diámetro del dren principal, en m

El diámetro hidráulico se podrá conocer a través de la ecuación 51.

$d_h = 4 \left(\frac{A_d}{P_d} \right)$	Ecuación 51
--	--------------------

Donde:

A_d : área del dren, en m^2

P_d : perímetro del dren, en m

Las pérdidas de carga se calculan mediante la ecuación 52.

$h_d = \frac{0.331 \times L_p / d_h \times (V_{rp})^2}{2g}$	Ecuación 52
---	--------------------

Donde:

h_d : Pérdidas de cargas, en m

L_p : longitud del dren, en m

d_h : diámetro hidráulico

V_{rp} : velocidad real, en m/s

3.7.9 Almacenamiento.

El diseño se realizó a partir de las condiciones económicas, topográficas y de consumo de la población, las especificaciones se describen en las NTON 09 007-19, pág. 32 – 34.

Según la norma técnica obligatoria nicaragüense (MIFIC, 2020, pág. 33), la capacidad mínima de los tanques de almacenamiento debe estar compuesta por:

Volumen compensador. Debe compensar las variaciones horarias del consumo. En este caso se debe almacenar para:

- a. El 25% del consumo promedio diario más pérdidas (CPD).
- b. Reserva para eventualidades y/o emergencias. Este volumen debe ser igual al 15% del consumo promedio diario (CPD).

3.7.10 Desinfección.

En la desinfección del agua se utilizará el hipoclorito de sodio (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, pág. 35). La cantidad de cloro a utilizar se calculará mediante la ecuación 53, a través de la cual se conocerá la capacidad que debe de tener el hipoclorito de carga constante que se utilizará para aplicar el hipoclorito de sodio.

$C_a = \left(\frac{Q \times C}{1000} \right)$	Ecuación 53
--	--------------------

Donde:

C_a: 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)

3.7.11 Análisis hidráulico del sistema de abastecimiento.

El análisis hidráulico se realizó a través del software Epanet, donde se llevó a cabo la simulación hidráulica de todos los componentes del sistema incluyendo obra de captación, línea de aducción, tanque de almacenamiento y redes de distribución. En este punto el software se configurará para que los resultados de los caudales se den en litros sobre segundos (l/s) y el resto de parámetros en el sistema internacional, las pérdidas se cargan se calcularán con la ecuación Hazen- Williams.

3.7.11.1 Simulación hidráulica de la línea de aducción.

En la simulación de la línea de aducción se utilizó el diámetro de la tubería que cumpla con el caudal transportando y debe de estar entre el rango de velocidades de 0.60 y 2 m/s, la longitud dependerá de los resultados del estudio topográfico y las características del terreno (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, págs. 24-25).

Si fuera necesario se simularán válvulas rotura de carga y limitadora de caudal. También se incluirá en la simulación un reservorio o tanque de almacenamiento el que se diseñará según las dimensiones del tanque previamente seleccionado.

Se obtendrán también como resultados: tablas de velocidades y de presiones, del perfil del terreno natural y de la línea piezométrica y presiones.

3.7.11.2 Simulación hidráulica de la red de distribución.

El diseño de la red de distribución se hará para las siguientes condiciones de operación.

Consumo de máxima hora para el final del período de diseño: La demanda máxima horaria en todos los tramos y circuitos de la red de distribución, debe estar en dependencia de lo siguiente:

- El caudal requerido llegará por medio de la línea de aducción que aportará la demanda máxima día y el tanque de almacenamiento completará la demanda máxima hora.
- Demanda cero: En esta condición se analizarán las máximas presiones hidrostáticas en la red.
- Para la simulación hidráulica de la red será necesario el análisis completo del plano topográfico, con sus calles, perfiles y las características topográficas de la localidad, esta información será trasladada al software Epacat, con el cual se pretende procesar estos datos de manera que más adelante puedan ser exportados al software Epanet, en este momento se configurará para usar el sistema de pérdida de carga de Hazen Williams y así poder aplicar las normas de velocidades de flujo y presiones hidrostáticas, en este caso se utilizaran velocidades en un rango de 0.6 a 5 m/s. Así mismo se adoptarán presiones que se encuentren en un rango de 5 a 50 metros de carga.

Como resultados de la simulación, se obtendrán: tablas de velocidades de flujo por cada tramo de tubería y las tablas de presiones por cada nodo, así mismo se presentarán el perfil del terreno natural, perfil piezómetro y perfil de presiones.

3.7.11.3 Simulación cloro

El cloro residual es la sustancia química que queda después que el cloro ha hecho gran parte del proceso desinfectante, es decir que el agua al ser transportada a través de la red de distribución sigue su proceso de desinfección, para conocer estas concentraciones de cloro residual dentro de la red se simulara en Epanet la aplicación de cloro.

3.9 Presupuesto.

Se hará basado en los alcances reflejados en los planos constructivo y utilizando el método FISE que se basa en agrupar las actividades en etapas, subetapas y actividades. Los precios de las actividades se tomas de los precios maestros del FISE más actualizado.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 Estudio socioeconómico

El estudio socioeconómico de la comunidad de Tauquil se realizó a través de un trabajo en conjunto con la alcaldía municipal de Jalapa y el comité de agua potable y saneamiento (CAPS).

Se aplicaron 449 formularios de encuestas a la totalidad de los jefes de hogar, obteniendo de este modo un censo completo de población cuyos resultados se presentan a continuación.

4.1.1 Aspectos demográficos

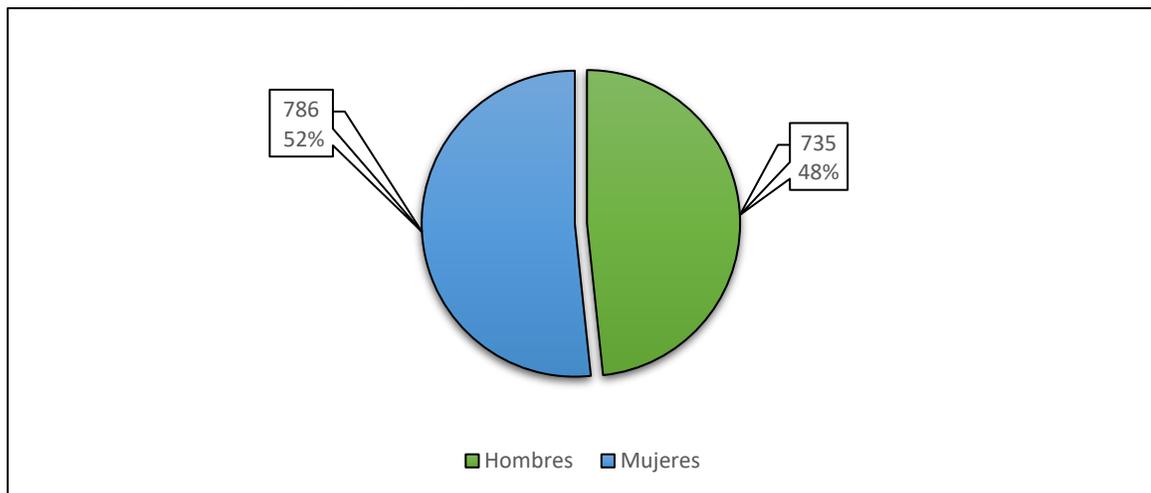
En la comunidad hay un total de 449 familias y 1521 habitantes, de los cuales 735 son hombres y 786 Mujeres, con el 48% y 52% respectivamente, así como se detalla en la tabla 4 y figura 2.

Tabla 4: Población por rango de sexo

Sexo	Cantidad de habitantes	Porcentajes %
Hombres	735	48%
Mujeres	786	52%
Total	1521	100%

Fuente: Elaboración propia

Figura 2: Población por rango de sexo



Fuente: Elaboración propia

Edades

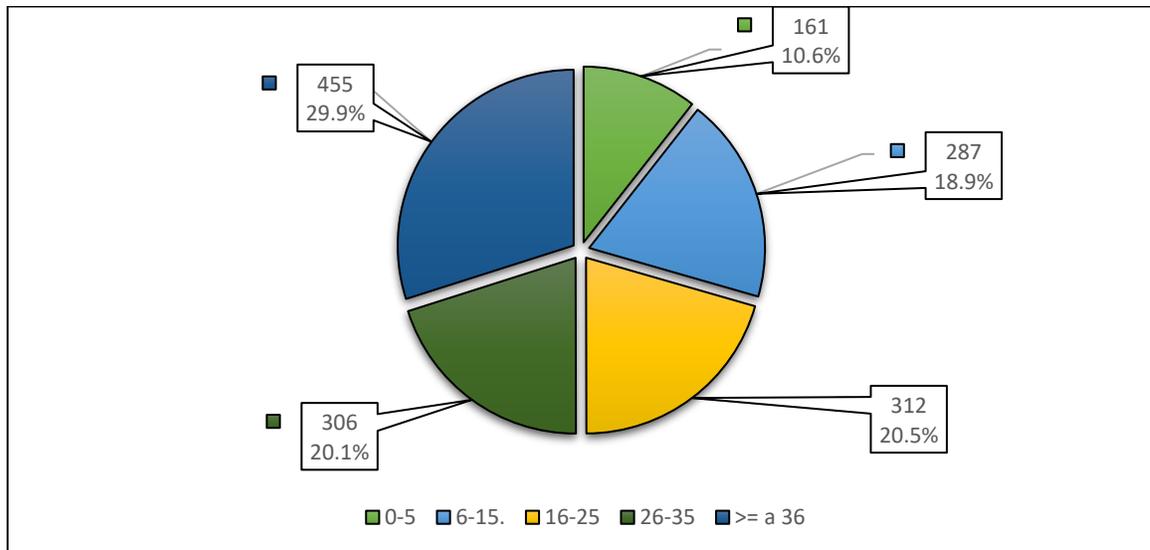
El 30% de la población tiene edades iguales o mayores a 36 años. Los rangos de edades se detallan en la tabla 5 y figura 3.

Tabla 5: Población rango de edades

Edades	Cantidad de habitantes	Porcentajes %
0-5	161	10.6%
6-15.	287	18.9%
16-25	312	20.5%
26-35	306	20.1%
>= a 36	455	29.9%
Totales	1521	100%

Fuente: Elaboración propia

Figura 3: Población rango de edades



Fuente: Elaboración propia

4.1.2 Aspectos socioeconómicos

4.1.2.1 Economía de las familias

En la comunidad, el número de habitantes con trabajos reenumerados es de 668, de ellos, 450 son hombres lo que corresponde a un 67% y 218 mujeres con un 33%.

Ocupación

La mayoría de habitantes se dedica a las actividades agrícolas, otro parte laboran durante la temporada de corte de café, en fábricas tabacaleras y en pequeños negocios familiares, contribuyendo así a la economía de sus hogares.

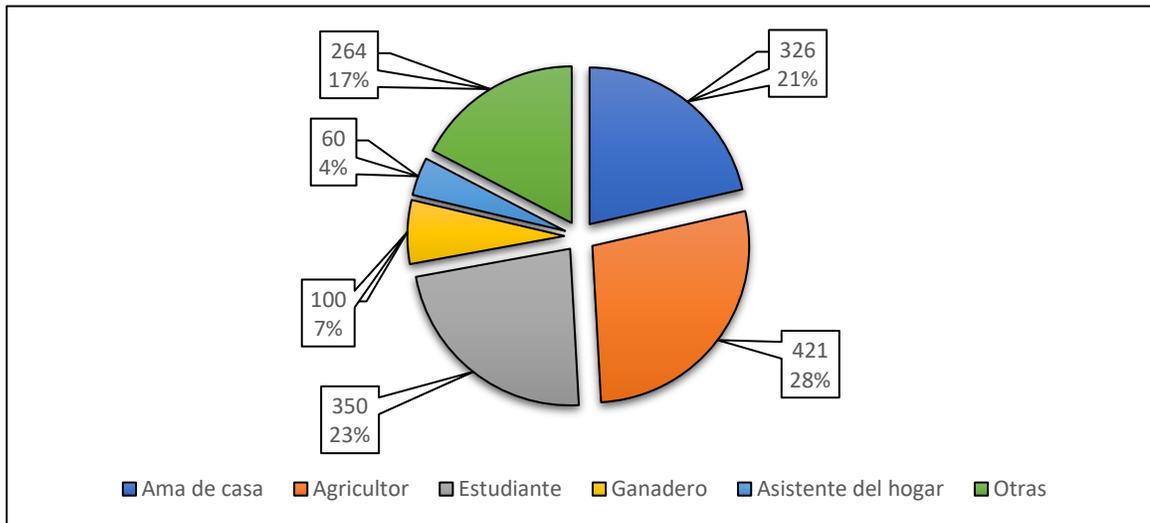
La ocupación de los diferentes miembros de la familia y las actividades que impulsan la economía de la comunidad se describe en la tabla 6 y figura 4, en estos se puede apreciar que la mayor parte de la población (34.57%) se dedican actividades agrícolas y ganaderas.

Tabla 6: Ocupación miembros de familia

Ocupación	Número	Porcentajes %
Ama de casa	326	21%
Agricultor	421	28%
Estudiante	350	23%
Ganadero	100	7%
Asistente del hogar	60	4%
Otras	264	17%
Total	1521	100%

Fuente: Elaboración propia

Figura 4: Ocupación miembros de familia



Fuente: Elaboración propia

Así mismo entre las principales actividades comerciales están:

- 10 pulperías
- 2 farmacias
- 2 bares
- 4 comercios generales

Ingreso

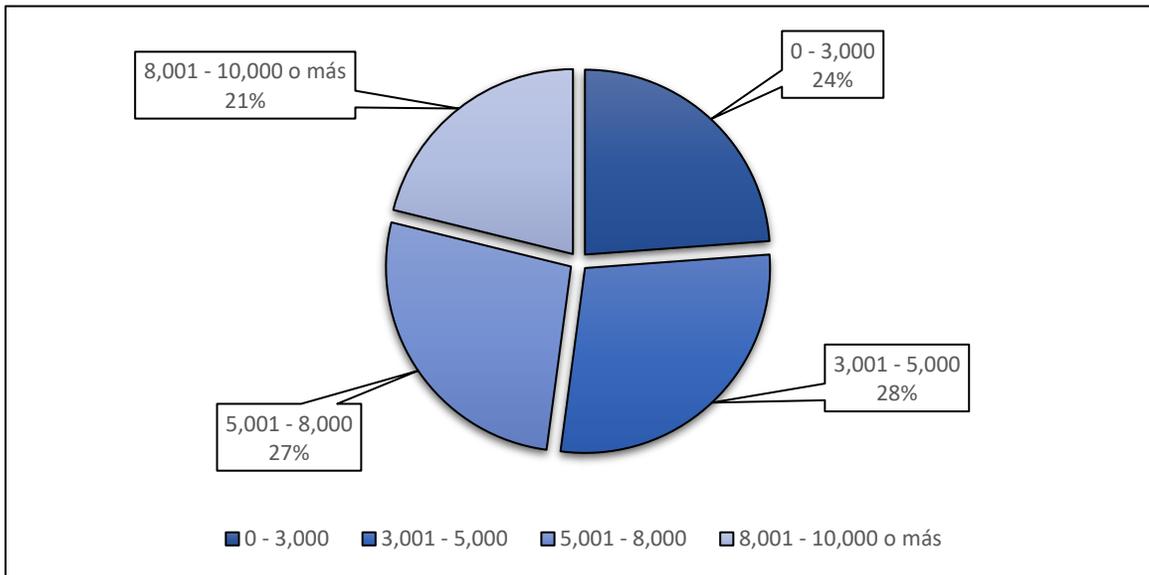
En la tabla 7 y figura 5, se puede determinar que el 52% de las familias tiene ingresos menores a 5,000 córdobas, es decir que sus salarios están por debajo del salario mínimo (Acta N°1 Comisión Nacional de Salario Mínimo 2023 para categoría agropecuario es de C\$ 5,196).

Tabla 7: Ingresos promedios mensuales

Rango	Familias	Porcentajes %
0 - 3,000	107	24%
3,001 - 5,000	127	28%
5,001 - 8,000	120	27%
8,001 - 10,000 o más	95	21%
Total	449	100%

Fuente: Elaboración propia

Figura 5: Ingresos promedios mensuales



Fuente: Elaboración propia

Vivienda

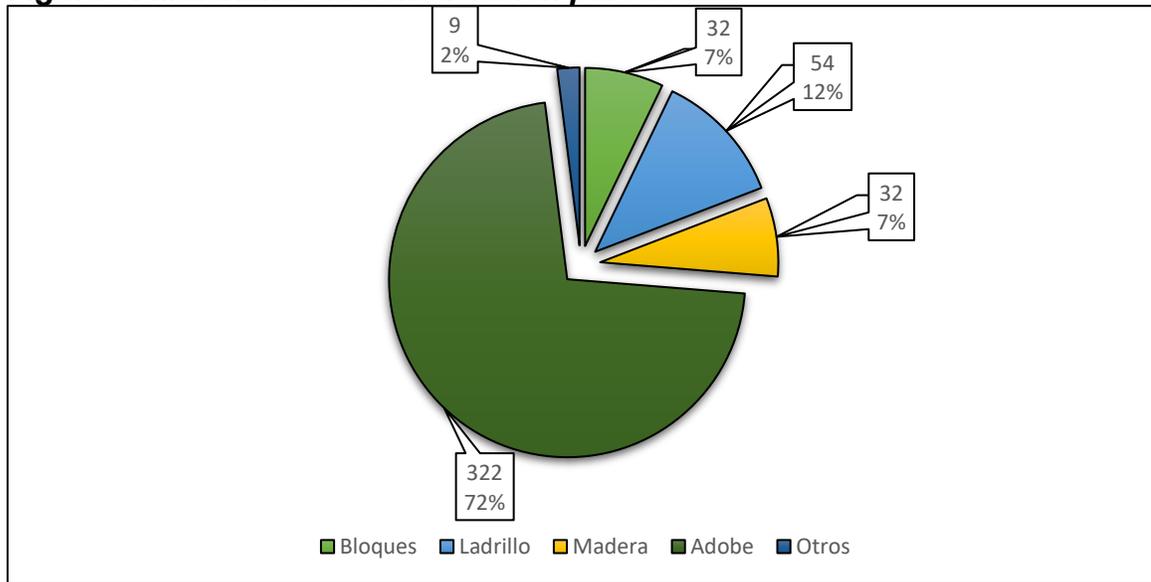
Durante la realización del censo comunitario se pudo apreciar los materiales con los que se construyeron las viviendas de las familias, los cuales se presentan en la tabla 8 y figura 6, en estos se observa que el 72 % de las viviendas son de adobe, lo que indica que son casas de familias de bajos ingresos.

Tabla 8: Materiales de construcción paredes

Paredes	Cantidad de viviendas	Porcentajes %
Bloques	32	7%
Ladrillo	54	12%
Madera	32	7%
Adobe	322	72%
Otros	9	2%
Total	449	100%

Fuente: Elaboración propia

Figura 6: Materiales de construcción paredes



Fuente: Elaboración propia

Los demás elementos de las viviendas como lo es el techo el 77% están hechos de zinc, el 19% tejas y 4% de otros componentes. El piso de las viviendas mayoritariamente es de tierra con el 56%, 22% es de concreto y 22% de otros materiales como cerámica y ladrillo.

En cuanto a la tenencia de las viviendas, el resultado del censo indica que el 90% de las familias tienen en viviendas propias, el 10% restantes son familias que alquilan, cuidan de otras viviendas e incluso habitan en propiedades prestadas.

4.1.2.2 Educación

La comunidad de Tauquil cuenta con un centro de estudio, en el horario matutino se imparten asignaturas de educación primaria mientras que en el vespertino las de educación secundaria.

El 74% de la población tiene una educación básica tales como educación primaria y secundaria. El nivel de escolaridad de los miembros se detalla en la tabla 9.

Tabla 9: Nivel escolaridad

Nivel	Niños	Hombres	Mujeres	Adultos Mayores	Total	Porcentaje (%)
Primaria	350	85	120	100	655	43%
Secundaria	-	150	250	70	470	31%
Universidad	-	25	40	5	70	5%
Técnico	-	51	65	10	126	8%
Alfabetizado	-	30	25	45	100	7%
Ninguno	10	45	25	20	100	7%
Total:	360	386	525	250	1521	100%

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.3 Salud

En el informe brindado por el personal del centro de salud de la comunidad, las enfermedades más comunes en los adultos son: enfermedades reumáticas y la hipertensión; en los niños, diarrea, tos y enfermedades dermatológicas.

La comunidad cuenta con puesto de salud donde se les brinda atención pública a todos sus habitantes y se ofrece atención medica especializadas a 15 minutos en el hospital ubicado en el municipio de Jalapa.

4.1.2.4 Servicios

El 89% de la población accede al servicio de energía eléctrica, el costo promedio mensual oscila a C\$131 córdobas por vivienda.

En la actualidad la comunidad no cuenta con el servicio de aguas negras, ni acceso a la recolección domiciliar, a su vez tampoco disponen de un botadero de basura con los tratamientos adecuados para la misma.

Los habitantes tienen acceso a dos operadoras de telefonía móvil y una parte cuenta con el servicio de internet inalámbrico.

4.1.2.5 Saneamiento e higiene

El 98% de los habitantes accede al uso de instalaciones de saneamiento, el 2% restante carece del acceso al mismo, sin embargo, los resultados del censo poblacional dan a conocer que 38 familias (8%) comparten su sistema de saneamiento con sus demás familiares y/o vecinos.

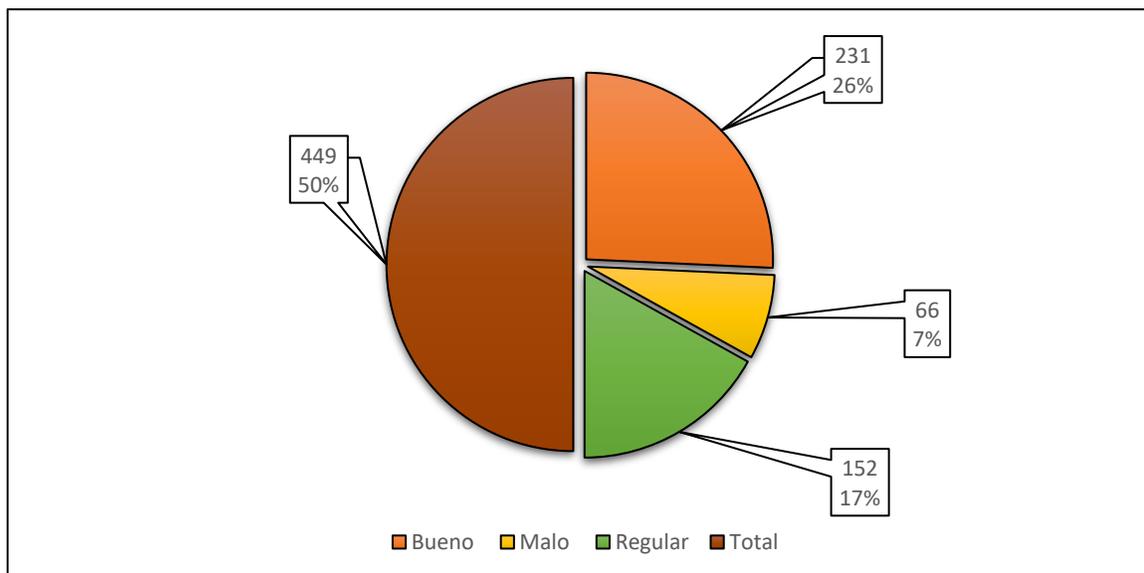
El 82% de los habitantes hacen uso de letrinas y el restante utiliza inodoros. El estado de los sistemas de saneamiento es considerablemente bueno puesto que la mayoría se encuentra en buen estado y en estado regular, la información de estos se detalla en la tabla 10 y figura 7.

Tabla 10: Estado de la opción de saneamiento

Estado	Cantidad de viviendas	Porcentajes %
Bueno	231	51.45%
Malo	66	14.70%
Regular	152	33.85%
Total	449	100.00%

Fuente: Elaboración propia

Figura 7: Estado de la opción de saneamiento



Fuente: Elaboración propia

Manejo de aguas grises

La comunidad no cuenta con un sistema de recolección de agua grises, por lo que esto implica que los habitantes utilicen diferentes métodos para deshacerse de este tipo de líquidos y mantener una buena higiene.

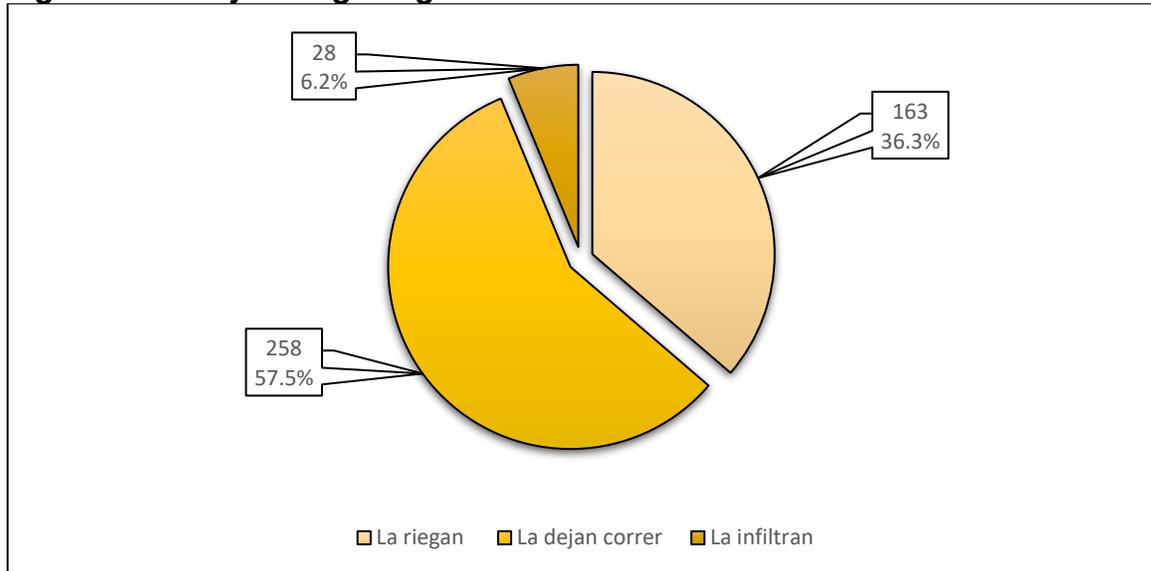
En la tabla 11 y figura 8 se podrán apreciar los diferentes manejos de aguas grises que utilizan los habitantes.

Tabla 11: Manejo de aguas grises

Métodos	Cantidad de viviendas	Porcentaje %
La riegan	163	36.3%
La dejan correr	258	57.5%
La infiltran	28	6.2%
Total	449	100%

Fuente: Elaboración propia

Figura 8: Manejo de aguas grises



Fuente: Elaboración propia

Manejo de los desechos solidos

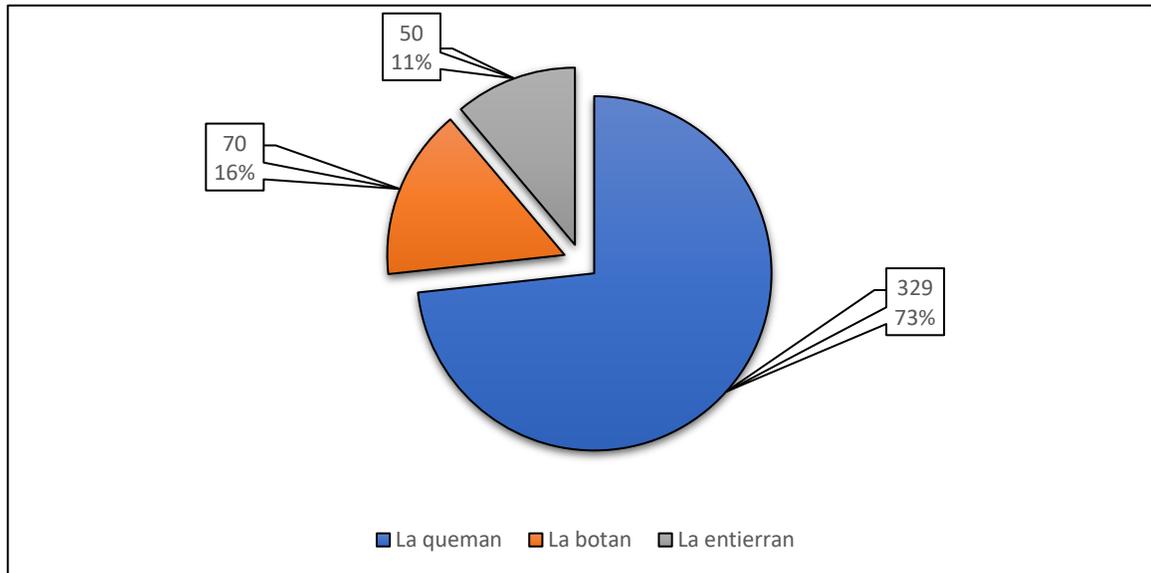
Los habitantes de la comunidad optan por tres opciones para eliminar los desechos sólidos (botar, quemar y/o enterrar), algunas familias afirman utilizar los desechos orgánicos como abono y reciclar algunos de los desechos inorgánicos (plástico y vidrio), todo esto con el fin de vivir en un ambiente más higiénico y agradable, en la tabla 12 y figura 9 se aprecia el manejo de los desechos sólidos.

Tabla 12: Manejo de los desechos solidos

Métodos	Cantidad de viviendas	Porcentaje %
La queman	329	73%
La botan	70	16%
La entierran	50	11%
Total	449	100%

Fuente: Elaboración propia

Figura 9: Manejo de los desechos solidos



Fuente: Elaboración propia

4.1.3 Abastecimiento de agua

Los resultados obtenidos confirman que la comunidad Tauquil tiene un grave problema de abastecimiento de agua, el servicio público con el cual se ha abastecido por veinte años al día de hoy se encuentra obsoleto, actualmente la población no tiene acceso a un agua potable segura, además, los pobladores indican que cuentan con un servicio de agua racionado, cuentan con el servicio 4 horas al día, 2 veces por semana.

Una parte de la población (18%) no se abastece de ninguna de red tanto pública como privada por lo que dependen únicamente de una quebrada para cubrir algunas las necesidades del hogar como son (bañarse y/o lavar ropa). Estos habitantes acarrear agua de 2 a 3 veces por semana en distancias entre 0.5 km y 1 km, con un tiempo promedio de treinta minutos.

En general la población dio a conocer que almacenan el agua en barriles, baldes, pilas y galones.

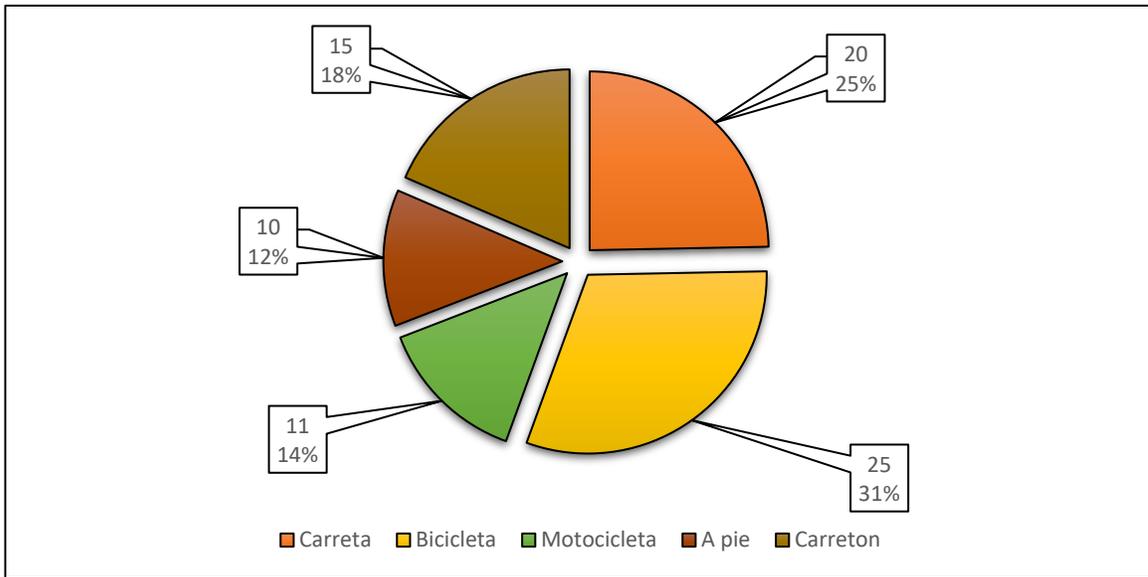
En las tablas 13 y 14 como en las figuras 10 y 11, se detallarán los medios que utilizan los habitantes para abastecerse de agua y quienes acarrear el agua.

Tabla 13: Medios para acarrear el agua

Medio	Cantidad de viviendas	Porcentajes
Carreta	20	25%
Bicicleta	25	31%
Motocicleta	11	14%
A pie	10	12%
Carretón	15	19%
Total	81	100%

Fuente: Elaboración propia

Figura 10: Medios para acarrear el agua



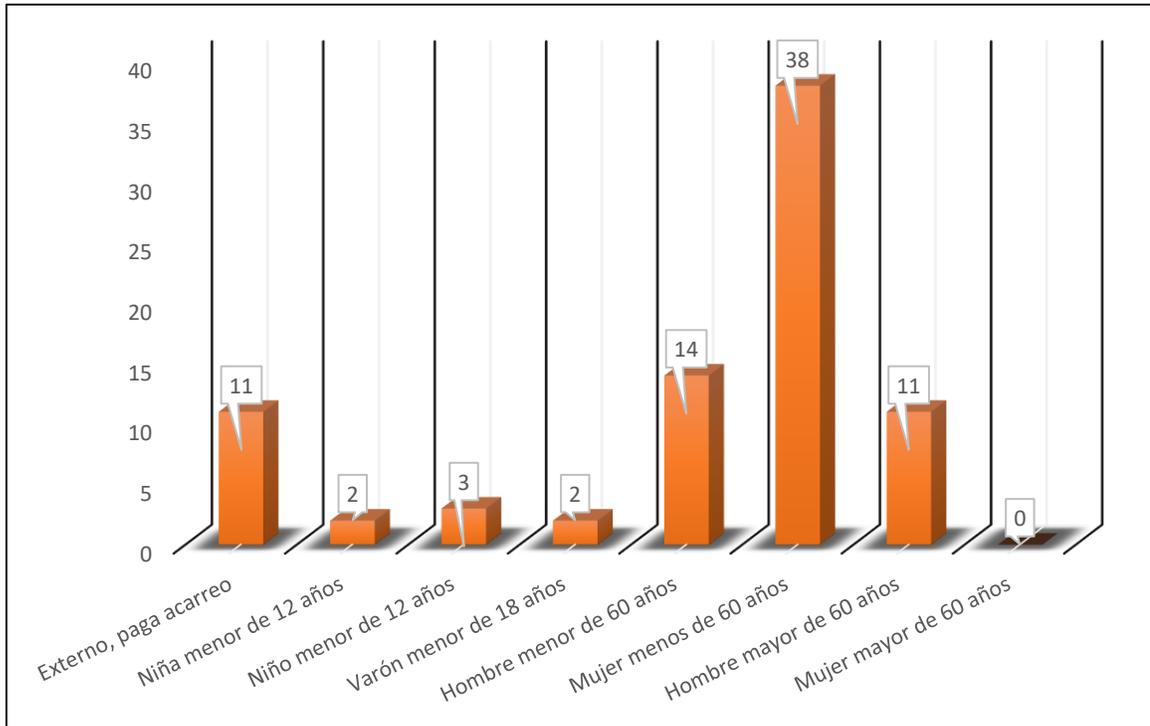
Fuente: Elaboración propia

Tabla 14: ¿Quién acarrea el agua?

Rango	Porcentaje %
Externo, paga acarreo	2.4%
Niña menor de 12 años	0.4%
Niño menor de 12 años	0.7%
Varón menor de 18 años	0.4%
Hombre menor de 60 años	3.1%
Mujer menos de 60 años	8%
Hombre mayor de 60 años	2%
Mujer mayor de 60 años	0%
Total	18%

Fuente: Elaboración propia

Figura 11: ¿Quién acarrea el agua?



Fuente: Elaboración propia

4.2 Estudio topográfico

Este estudio se realizó en la comunidad de Tauquil, municipio de Jalapa, departamento de Nueva Segovia como se aprecia en la figura 1.

Para cumplir este objetivo se trabajó con dos estaciones totales marca Sokkia Cx-105 y una Focus 2 orientadas en las coordenadas $X=593614.226$ $Y=1549136.522$ $Z=1128.55$, se procedió al levantamiento realizando estaciones no mayores a 20 metros, tomando la lectura de las coordenadas y de los accidentes topográficos de interés.

Se logró hacer un levantamiento de 12.7 km alineados de la fuente al tanque de almacenamiento y del tanque a la red de distribución de la comunidad.

Una vez finalizado el levantamiento se realizó la etapa de gabinete, donde se descargó de datos en formato CSV, para luego ser procesados en el programa Civil 3D para la obtención de los planos del terreno.

- **Levantamiento de la fuente hasta el punto propuesto del tanque**

La longitud del levantamiento (fuente- tanque) es de 5.7 km con una diferencia de nivel de 320.33 metros y una pendiente del 5.6 %, en la cual se observó un relieve montañoso irregular, contando con una elevación máxima de 1128.55 metros y una mínima de 808.22 metros, siendo la cota más alta la de la fuente.

- **Levantamiento de las calles y caminos donde se ubica la población**

La longitud de la red de distribución es de 7 km, presentando una elevación máxima de 808.22 metros y una elevación mínima 684.32 metros, con una diferencia de nivel del punto más alto hacia el punto más bajo de 123.9 metros. A continuación, en la tabla 15 se describen cada uno de los planos realizados para la buena interpretación del diseño.

Tabla 15: Descripción de planos

Plano	Descripción del plano	Número de lamina
Planta general	Describe todos los elementos levantados en el estudio topográfico e incluye curvas de nivel	1-4
Plano de diseño línea de aducción	Plano planta perfil que describe todos los elementos hidráulicos en la línea de aducción	5-16
Plano distribución	Plano planta perfil que describe todos los elementos hidráulicos en la red de distribución	17-27

Fuente: Elaboración propia

4.3 Aforo

Para conocer el caudal de la fuente se utilizó el método de sección- velocidad, mediante un molinete gurdey (modelo 622D) para medir las revoluciones en varios puntos de la quebrada “El Diamante” y fue llevado a cabo el día 19 mayo 2022 en las coordenadas X=593614.226 Y=1549136.522 Z=1128.55 donde se ubicará la obra de captación.

Una vez obtenidos los datos correspondientes como el ancho de la sección, profundidades, velocidades, revoluciones y área, se desarrolla la ecuación 1.

$$Q = A \times V$$

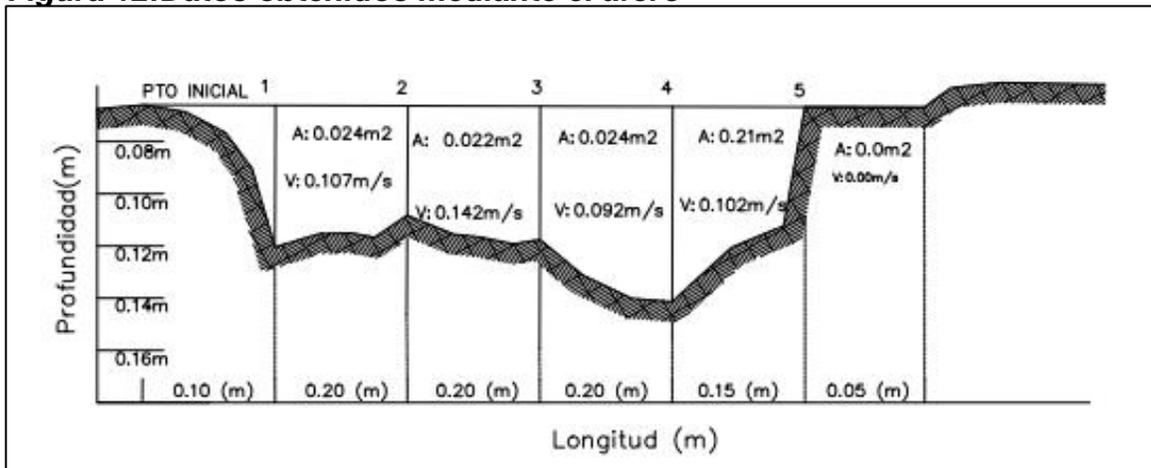
El caudal total se determinará sumando cada uno de los caudales adquiridos en las secciones de la fuente, luego de haber realizado este procedimiento se obtiene un caudal de 10 l/s. En la tabla 16 y figura 12 se detallan los resultados obtenidos.

Tabla 16: Datos y cálculo de caudal

Punto	Distancia al punto inicial (m)	Profundidad (M)	Prof. Medición	Tiempo	Revoluciones	n	velocidad	Ancho de la	Área	Caudal
			(m)	(s)	(n)	Rev.p or seg	(m/s)	sección (m)	(m ²)	(m ³ /s)
Pto inicial	0.00	0.000	0.000	60	0	0.000	0.000	0.10	0.000	0.000
1	0.20	0.120	0.072	60	21	0.350	0.107	0.20	0.024	0.0026
2	0.40	0.110	0.066	60	28	0.467	0.142	0.20	0.022	0.0031
3	0.60	0.120	0.072	60	18	0.300	0.092	0.20	0.024	0.0022
4	0.80	0.140	0.084	60	20	0.333	0.102	0.15	0.021	0.0021
5	0.90	0.000	0.000	60	0	0.000	0.000	0.05	0.000	0.000
Borde	1.00									
PROMEDIO		0.082						0.90		0.01 m³/s
TOTAL										10 l/s

Fuente: Elaboración propia

Figura 12: Datos obtenidos mediante el aforo



Fuente: Elaboración propia

4.3.1 Caracterización hidrológica de la fuente

En el presente estudio se describen las características físicas de la cuenca quebrada El Diamante, abordando aspectos importantes como su área y perímetro, a continuación, en la tabla 17 se detallan los resultados.

Tabla 17: Morfometría de cuenca quebrada El Diamante

Parámetros físicos de la quebrada El Diamante			
Parámetros	Valor	Unidad	Clasificación
Área	0.857	Km ²	Muy pequeña
Perímetro	4.159	Km	-
Longitudes curvas de nivel	28.378	km	-
Intervalo curvas de nivel	10	m	-
Ancho Máximo	1.153	Km ²	-
Longitud Axial	1.298	Km ²	-
Longitud del cauce principal	2.27	km	Corto
Cota Máxima	1481	msnm	Baja
Cota Mínima	1159	msnm	Baja
Desnivel altitudinal	322	msnm	Bajo
Pendiente del cauce principal	14.19	%	Moderada
Coeficiente de forma (Kf)	0.17	-	Muy poco achatada
Coeficiente de compacidad (Kc)	1.26	-	De oval redonda a oval oblonga
Orden de la corriente	3	-	Medio
Tiempo de concentración (Tc)	2.7	minutos	

Fuente: Elaboración propia

- **Área**

El procesamiento dio como resultado un área de 0.857 km² y se clasifica como muy pequeña.

- **Perímetro**

Se conoció un perímetro de 4.15 km para la red de drenaje de la cuenca quebrada El Diamante.

- **Desnivel altitudinal**

Esta unidad higrológica presenta un desnivel altitudinal de 322 m que por su rango de cotas (1481 m – 1159 m) se clasifica con un desnivel altitudinal bajo.

- **Coefficiente de forma**

Se calculó mediante la ecuación 2 el coeficiente de forma conociéndose un valor de 0.17; dado que el resultado es menor a la unidad se considera que no tiene tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa y por lo tanto no se generan grandes crecidas.

$$Kf = \frac{A}{L^2}$$

$$Kf = \frac{0.857 \text{ km}^2}{2.27 \text{ km}^2}$$

$$Kf = 0.17$$

- **Pendiente del cauce principal**

Se conoció una pendiente de 14.19 %, la cual se considera como moderada, a continuación, se presenta el resultado aplicando la ecuación 3.

$$S = \frac{H}{L}$$

$$S = \frac{1481 \text{ m} - 1159 \text{ m}}{2270 \text{ m}}$$

$$S = 0.1419 \approx 14.19 \%$$

- **Coeficiente de compacidad**

Se calculó mediante la ecuación 4 y de acuerdo al resultado 1.26, la cuenca es de clase II con forma de oval redonda a oval oblonga, es decir, la cuenca es circular y por lo tanto presenta tendencias de concentración de agua.

$$K_c = 0.28 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right)$$

$$K_c = 0.28 \left(\frac{4.159 \text{ km}}{\sqrt{0.857 \text{ km}^2}} \right)$$

$$K_c = 1.26$$

- **Tiempo de concentración**

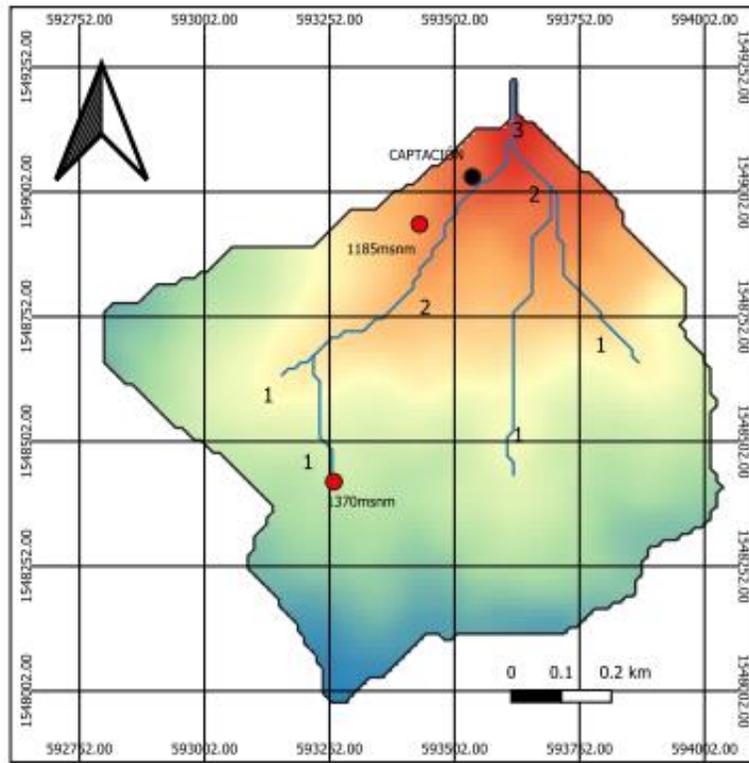
Se obtuvo un tiempo de concentración de 2.7 minutos, se clasifica como indica una menor concentración de volumen de agua y a su vez mayor escurrimiento, a continuación, se presentan el resultado aplicando la ecuación 5.

$$T_c = 0.06626 \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.385}$$

$$T_c = 0.06626 \left(\frac{2.27^2}{14.19} \right)^{0.385}$$

$$T_c = 0.045 \text{ horas} \approx 2.7 \text{ minutos}$$

Figura 13: Orden de corriente de la cuenca quebrada El Diamante mediante el método Horton



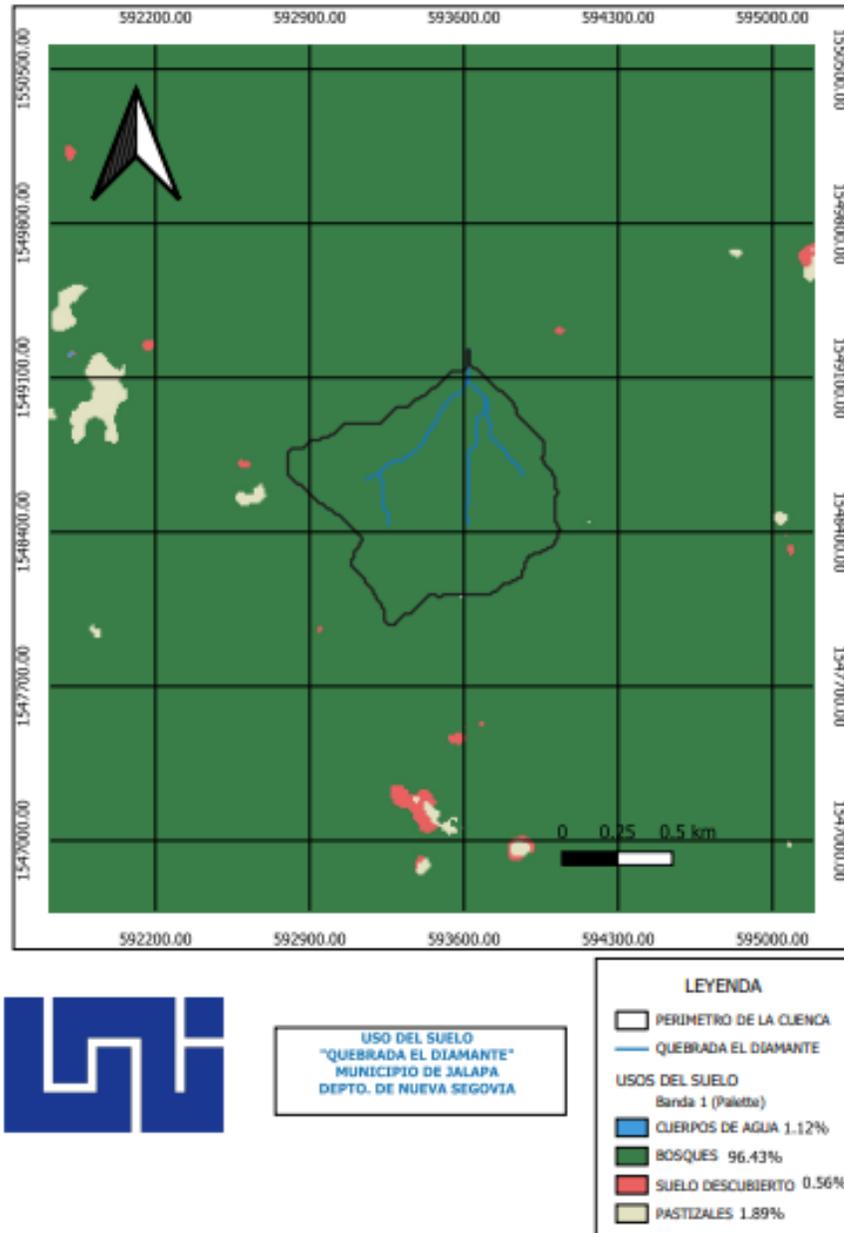
ORDEN DE LA CORRIENTE MUNICIPIO DE JALAPA DEPTO. DE NUEVA SEGOVIA	
LEYENDA	
Perímetro de la cuenca	
Red de drenaje	
Cota de terreno	

Fuente: Elaboración propia

- **Uso de suelos**

En la figura 14 se observa que el 96.4% del suelo en estudio corresponde a bosques, el resto de la superficie está dominada por praderas, matorrales y cuerpos de agua.

Figura 14: Mapa de uso de suelos



Fuente: Elaboración propia

4.4 Calidad de agua

Inicialmente para realizar estos estudios se toman muestras de agua de la fuente ubicada en las coordenadas X= 593614.226 Y=1549136.522 Z=1128.55, el día 17 de agosto del 2022 a las 5:49 am se llevó a cabo la recolección de muestras y fueron recibidas por el laboratorio PIENSA de la Universidad Nacional de Ingeniería en horas de la tarde del mismo día, se entregaron 2 galones de agua y fueron trasladadas en un contenedor refrigerado para conservar las características del agua cruda.

Se solicitó realizar al laboratorio, análisis físico-químico, micropoluentes y microbiológicos, mismos resultados que fueron extendidos el día 30 de agosto del año 2022 y se presentan en anexos paginas IX-XI.

En los resultados se observa que todos los valores fueron comparados con la norma CAPRE y estos presentan irregularidades en los parámetros: físico y microbiológicos, como se detallan en la tabla 18.

Tabla 18: Irregularidades en los parámetros físicos y microbiológicos

Valores obtenidos mediante pruebas de laboratorio		Valores recomendados por la norma CAPRE
Físicos		
Ensayo realizado	Resultado	Norma CAPRE
Turbiedad (UNT)	12.20	5
Color verdadero mg/L (Pt-Co)	19.00	15
microbiológicos		
Coliforme total NPM/100mL	$2.4 \cdot 10^3$	Negativo
Coliforme fecal NPM/100mL	$7.9 \cdot 10^2$	Negativo

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, para solucionar estos problemas se diseñó un sistema de filtración en múltiples etapas, esto con el objetivo de que el agua que reciban los pobladores de esta comunidad sea de buena calidad.

4.5 Diseño del acueducto

A continuación, se presentarán resultados obtenidos de los cálculos y norma aplicada (MIFIC, 2020) para el diseño del sistema de agua potable (MAG).

4.5.1 Cálculo de la población

La proyección de la población se realizó con el método geométrico y se adoptó una tasa de crecimiento del 2.7%, a continuación, se detallan los resultados.

4.5.1.1 Tasa de crecimiento

Para conocer la tasa de crecimiento se tomó en cuenta información proveniente del Instituto Nacional de Información de desarrollo (INIDE), obteniendo en el año 2005 una población de 974 habitantes en comparación a 1521 habitantes que se registraron en el año 2022.

La tasa de crecimiento se calculó a través de la ecuación 6.

$$r = \left[\left(\frac{P_n}{P_0} \right)^{1/n} - 1 \right]$$
$$r = \left[\left(\frac{1521}{974} \right)^{1/17} - 1 \right] \times 100$$

$$r = 2.7\%$$

Los resultados de la ecuación muestran una tasa de crecimiento de 2.7% por lo tanto, se adoptó este valor puesto que es mayor al de la tasa mínima de crecimiento “2.5%” (MIFIC, 2020, pág. 8)

4.5.1.2 Población de diseño

La población proyectada a 20 años fue 2570 habitantes logrando conocerse mediante el método geométrico utilizando la ecuación 7, tomando en cuenta la fórmula que aparece en la NTON 09 007-19, en la página 8. Los detalles de cálculos se detallan en la tabla 19.

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

$$P_n = 1521(1 + 0.027)^{20}$$

$$P_n = 2570 \text{ hab}$$

Tabla 19: Población de diseño

n	Año	Población (hab)
0	2022	1521
1	2023	1562
2	2024	1603
3	2025	1646
4	2026	1690
5	2027	1735
6	2028	1781
7	2029	1828
8	2030	1876
9	2031	1926
10	2032	1977
11	2033	2030
12	2034	2084
13	2035	2139
14	2036	2196
15	2037	2254
16	2038	2314
17	2039	2376
18	2040	2439
19	2041	2504
20	2042	2570

Fuente: Elaboración propia

4.5.3 Dotación

La dotación para población rural concentrada será de 100 lppd, según la NTON 09 007-19, página 9.

4.5.4 Periodo de diseño

El periodo de diseño fue adoptado a 20 años, siguiendo lo descrito en la tabla número 6 de la norma técnica obligatoria nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 13.

4.5.5 Demanda

Consumo doméstico:

El consumo doméstico obtenido a través de la ecuación 8 fue de 2.97 l/s.

$$CD = \frac{P_F \times DOTACION}{86,400}$$

$$CD = \frac{2570 \times 100}{86,400}$$

$$CD = 2.97 \text{ l/s}$$

- Consumo comercial, publico e institucional:

Se calculó el consumo público e institucional debido a la presencia de una escuela y un centro de salud en la comunidad, se conoció que el consumo institucional es 0.208 l/s, se calculó con la ecuación 9, no se calculó el consumo comercial ni industrial debido a que no se prevé que dentro de 20 años la presencia de comercios o industrias en la comunidad.

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

$$CPI = 2.97 \times \frac{7}{100}$$

$$CPI = 0.208 \text{ l/s}$$

- Consumo promedio diario:

El consumo promedio diario fue de 3.183 l/s, se calculó con la ecuación 10.

$$CPD = CD + CPI$$

$$CPD = 2.97 + 0.208$$

$$CPD = 3.183 \text{ l/s}$$

- **Pérdidas en el sistema:**

Las pérdidas en el sistema se calcularon a través de la ecuación 11 y como resultados obtuvimos 0.477 l/s.

Se fijó la tasa de pérdidas del 15% debido a que la comunidad no sobrepasa las 500 viviendas, así como lo indica la norma técnica obligatoria nicaragüense nton 09 007 -19, 2020, pág. 12.

$$P = CPD \times \frac{15}{100}$$

$$P = 3.183 \times \frac{15}{100}$$

$$P = 0.477 \text{ l/s}$$

- **Variación de consumo:** Las variaciones del consumo estarán expresadas en porcentajes de las demandas promedio diario total. (Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, pág. 12)

- **Consumo de máximo día:**

El consumo máximo diario (CMD) es 5.25 l/s y se calculó con la ecuación 12.

$$CMD = 1.5 \times CPD + P$$

$$CMD = 1.5 \times 3.183 + 0.477$$

$$CMD = 5.25 \text{ l/s}$$

- **Consumo de máxima hora:**

El consumo máximo hora (CMH) fue de 8.43 l/s, y se calculó con la ecuación 13.

$$CMH = 2.5 \times C + P$$

$$CMH = 2.5 \times 3.183 + 0.477$$

$$CMH = 8.43 \text{ l/s}$$

4.5.6 Obra de captación

Se ubicará en la cota 1128.55, el tipo de captación será una bocatoma lateral construida de concreto armado, como se muestra en plano en la lámina número 1/25.

4.5.6.1 Diseño de Bocatoma

▪ Caudal a captar

Se captará un caudal igual a tres veces el caudal máximo diario (CMD), como se describe en la ecuación 14, con el fin de generar un margen de seguridad, previniendo que se presente una obstrucción en la rejilla y para una futura ampliación del sistema en el futuro (Acueductos teoría y diseño, 1993, pág. 44).

$$CD = 3 \times CMD$$

$$CD = 3 \times 5.25 \text{ l/s}$$

$$CD = 15.75 \text{ l/s}$$

▪ Diseño de rejilla

Para definir el tipo de rejilla se han considerado los parámetros básicos y sus rangos descritos en la tabla 1, pág. 2 del presente documento. Con base a las consideraciones anteriores la rejilla tendrá las siguientes especificaciones:

Reja común con diámetro de varilla de 1", separadas libremente entre si a 1", el ángulo de inclinación con respecto a la horizontal será de 60° a fin de obtener una limpieza mecánica.

▪ Pérdidas de carga

La pérdida de carga se ha calculado a través de la ecuación 16 de Kinnhmer, dando como resultado 0.029 m, los detalles del cálculo se presentan a continuación.

$$H_f = B \left(\frac{W}{b} \right)^{4/3} \times h_v \times \text{sen}\theta$$

$$H_f = 1.79 \times \left(\frac{0.0254 \text{ m}}{0.025 \text{ m}} \right)^{4/3} \times \frac{0.6 \text{ m/s}^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} \times \text{sen}(60)$$

$$H_f = 0.029 \text{ m}$$

Para evitar la obstrucción de la rejilla por arrastre y acumulación de material flotante y en suspensión, las pérdidas se deben afectar por un factor de seguridad de 2 a 3 (Acueductos teoría y diseño, 1993, pág. 44). Por lo tanto, el total de pérdidas es de 0.087 m.

$$H_t = 3 \times 0.029 \text{ m}$$

$$H_t = 0.087 \text{ m}$$

Si se asume una carga $H_a = 0.35 \text{ m}$ (altura de agua), se tiene que el nivel de agua dentro de la caja de derivación es de 0.26m por encima de la cresta del vertedero.

$$H = H_a - H_t$$

$$H = 0.35 \text{ m} - 0.087 \text{ m}$$

$$H = 0.26 \text{ m}$$

▪ **Vertedero sumergido**

Como se requiere que la bocatoma capte un caudal de 15.75 l/s (aun estando en condición sumergida) se calculará el caudal Q_1 que entraría si el flujo fuese libre, despejando la ecuación 17 de Villemonte.

$$S = \frac{H - H_f}{H}$$

$$S = \frac{0.35 \text{ m} - 0.087 \text{ m}}{0.35 \text{ m}}$$

$$S = 0.75$$

$$Q_1 = \frac{Q}{(1 - S^n)^{0.385}}$$

$$Q_1 = \frac{0.015 \text{ m}^3/\text{s}}{(1 - 0.75^{1.5})^{0.385}}$$

$$Q_1 = 0.022 \text{ m}^3/\text{s}$$

▪ Longitud efectiva

De la ecuación 15 de Francis para vertederos de pared delgada y flujo libre, se despeja la longitud efectiva y se obtuvo como resultado un valor de 0.57 m.

$$L = \frac{Q}{1.84 \times H^{3/2}}$$

$$L = \frac{0.022 \text{ m}^3/\text{s}}{1.84 \times 0.35 \text{ m}^{3/2}}$$

$$L = 0.57 \text{ m}$$

▪ Número de espacios y cantidad de varillas

El número de espacios se calculó mediante la ecuación 17.

$$ne = \frac{L}{\phi \text{ varilla}}$$

$$ne = \frac{0.57 \text{ m}}{0.0254 \text{ m}}$$

$$ne = 22.4 \approx 23 \text{ espacios}$$

Mediante la ecuación 18 se obtuvo la cantidad de varillas en la rejilla.

$$nv = ne - 1$$

$$nv = 23 - 1$$

$$nv = 22 \text{ varillas}$$

4.5.7 Diseño de línea de aducción por gravedad

La línea de aducción tiene una longitud de 5.7 km con una carga hidrostática de 320.3 metros; se diseñaron tramos de tubería SDR 26 con diámetros 3 y 2 pulgadas que transportan un caudal de 5.25 l/s, fue necesario ubicar 6 cajas rompe presión, los tramos de tubería se diseñaron de acorde a longitud de separación entre cada una de las cajas.

Además, se colocaron válvulas de aire y limpieza para su debida operación, protección y mantenimiento. A continuación, se presentan los tramos de la línea de acuerdo a su diámetro, se detallan en la tabla número 20.

Tabla 20: Tramo de línea de aducción de acuerdo a su diámetro

Diámetro (in)	Longitud (m)	Cota inicial - final
Tramo 1 - SDR26 — 3"	996.81	1128.5 – 1088.73
Tramo 2 - SDR26 — 3"	1839.26	1088.73 – 1031.27
Tramo 3 - SDR26 — 3"	746.70	1031.27 – 975.22
Tramo 4 - SDR26 — 3"	634.19	975.22 – 930.75
Tramo 5 - SDR26 — 3"	574.58	930.75 – 882.02
Tramo 6 - SDR26 — 3"	629.65	882.02 – 836.74
Tramo 7 - SDR26 — 2"	254.87	836.74 – 808.22

Fuente: Elaboración propia

4.6.7.1 Pérdidas de carga de la línea de aducción

Los siguientes resultados se han desarrollado de manera individual para cada tramo de la línea de aducción y fueron calculados con el caudal máximo diario de 5.25 l/s. En las figuras 15-21 se podrán apreciar los resultados obtenidos.

- **Tramo 1- Diámetro 3"**

Se conoció que para este tramo la carga hidrostática es de 39.82 metros, como se presenta a continuación.

$$H = Cota_1 - Cota_2$$

$$H = 1128.5 - 1088.73$$

$$H = 39.82$$

Para calcular el diámetro de tubería a usarse fue necesario despejar la ecuación 18 de Hazen-Williams, además de usar una altura hidrostática de 5 m tomando en cuenta lo dictado en la norma NTON 09 007 – 19 página 24.

$$D = \left[\frac{10.679 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times H} \times L \right]^{1/4.87}$$

$$D = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 5} \times 996.81 \right]^{1/4.87}$$

$$D = 0.098 \text{ m}$$

En este caso se adopta un diámetro de 3" PVC - SDR 26 norma ASTM D2241 con diámetro interno de 82.04 mm con el fin de obtener las velocidades y presiones permisibles en toda la línea de aducción.

También se ha calculado la velocidad de flujo y se obtuvo como resultado 1 m/s.

$$V = \frac{Q}{\pi \frac{(D)^2}{4}}$$

$$V = \frac{0.00525 \text{ m}^3/\text{s}}{3.1416 \times \frac{(0.08204)^2}{4}}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga se ha calculado a través de la ecuación 18 de Hazen-Williams, dando como resultado 11.81 m, los detalles del cálculo se presentan a continuación.

$$hf = \left[\frac{10.679 Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} D^{4.87}} \right] L$$

$$hf = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 0.08204^{4.87}} \right] \times 996.816 \text{ m}$$

$$hf = 11.81 \text{ m}$$

La presión en este tramo fue de 28.01, el cálculo se desarrolla a continuación.

$$P_1 = H - hf$$

$$P_1 = 39.82 - 11.81$$

$$P_1 = 28.01$$

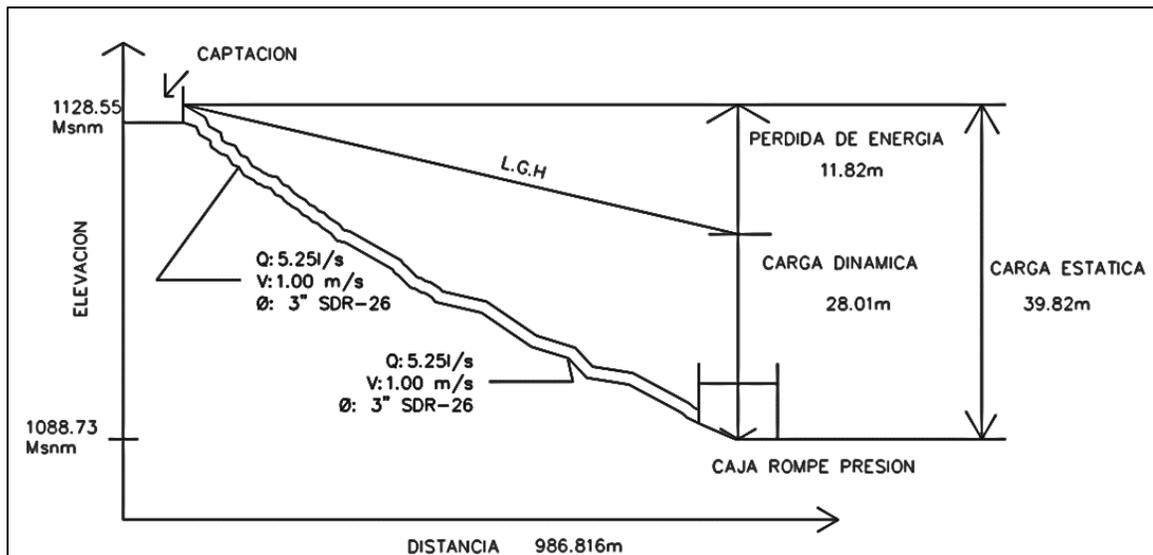
La altura piezométrica al final del tramo fue de 115.78 m, y se conoció calculando la ecuación siguiente.

$$\text{Altura piezométrica} = Z_1 + P_1$$

$$\text{Altura piezométrica} = 1088.73 + 28.01$$

$$\text{Altura piezométrica} = 1116.73 \text{ m}$$

Figura 15: Línea de gradiente hidráulico - Tramo 1



Fuente: Elaboración propia

- **Tramo 2- Diámetro 3"**

Se han calculado las pérdidas de carga para el tramo 2 utilizando la misma metodología empleada en el tramo 1. A continuación se muestran los resultados.

Se conoció que para este tramo la carga hidrostática es de 57.46 metros, como se presenta a continuación.

$$H = \text{Cota}_1 - \text{Cota}_2$$

$$H = 1088.73 - 1031.27$$

$$H = 57.46 \text{ m}$$

Para calcular el diámetro de tubería a usarse fue necesario despejar la ecuación 18 de Hazen-Williams obteniendo un valor de diámetro teórico de 0.111 m.

$$D = \left[\frac{10.679 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times H} \times L \right]^{1/4.87}$$

$$D = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 5} \times 1839.25 \right]^{1/4.87}$$

$$D = 0.111 \text{ m}$$

En este caso se adopta un diámetro de 3" PVC - SDR 26 norma ASTM D2241 con diámetro interno de 82.04 mm con el fin de obtener las velocidades y presiones permisibles en toda la línea de aducción.

También se ha calculado la velocidad de flujo y se obtuvo como resultado 1 m/s.

$$V = \frac{Q}{\pi \frac{(D)^2}{4}}$$

$$V = \frac{0.00525 \text{ m}^3/\text{s}}{3.1416 \times \frac{(0.08204)^2}{4}}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga se ha calculado a través de la ecuación 18 de Hazen-Williams, dando como resultado 21.79 m, los detalles del cálculo se presentan a continuación.

$$hf = \left[\frac{10.679 Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} D^{4.87}} \right] L$$

$$hf = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 0.08204^{4.87}} \right] \times 1839.25 \text{ m}$$

$$hf = 21.79 \text{ m}$$

La presión en este tramo fue de 35.66 m, el cálculo se desarrolla a continuación.

$$P_1 = H - hf$$

$$P_1 = 57.46 - 21.79$$

$$P_1 = 35.66 \text{ m}$$

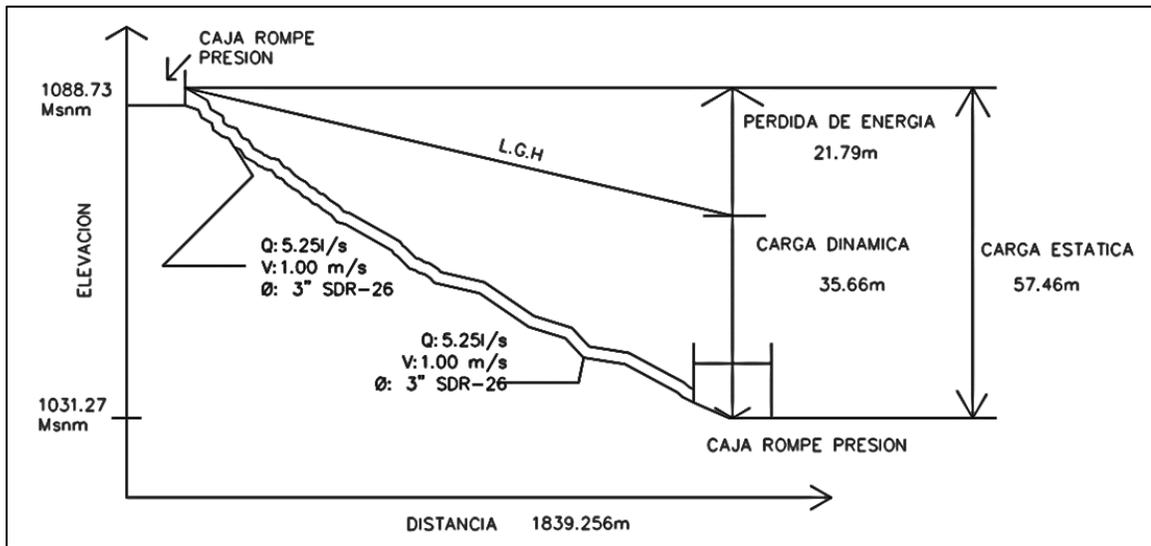
La altura piezométrica al final del tramo fue de 1066.93 m, y se conoció calculando la ecuación siguiente.

$$\text{Altura piezométrica} = Z_1 + P_1$$

$$\text{Altura piezométrica} = 1031.27 + 35.66$$

$$\text{Altura piezométrica} = 1066.93 \text{ m}$$

Figura 16: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 2



Fuente: Elaboración propia

- **Tramo 3 - Diámetro 3"**

Las pérdidas de carga el tramo 3, se calcularon utilizando la misma metodología empleada en los tramos anteriores. A continuación, se muestran los resultados.

Se conoció que para este tramo la carga hidrostática es de 56.05 metros, como se presenta a continuación.

$$H = Cota_1 - Cota_2$$

$$H = 1031.27 - 975.22$$

$$H = 56.05 \text{ m}$$

Para calcular el diámetro de tubería a usarse fue necesario despejar la ecuación 18 de Hazen-Williams obteniendo un valor de diámetro teórico de 0.092 m.

$$D = \left[\frac{10.679 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times H} \times L \right]^{1/4.87}$$

$$D = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 5} \times 746.69 \right]^{1/4.87}$$

$$D = 0.092 \text{ m}$$

En este caso se adopta un diámetro de 3" PVC - SDR 26 norma ASTM D2241 con diámetro interno de 82.04 mm con el fin de obtener las velocidades y presiones permisibles en toda la línea de aducción.

También se ha calculado la velocidad de flujo y se obtuvo como resultado 1 m/s.

$$V = \frac{Q}{\pi \frac{(D)^2}{4}}$$

$$V = \frac{0.00525 \text{ m}^3/\text{s}}{3.1416 \times \frac{(0.08204)^2}{4}}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga se ha calculado a través de la ecuación 18 de Hazen-Williams, dando como resultado 8.85 m, los detalles del cálculo se presentan a continuación.

$$hf = \left[\frac{10.679 Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} D^{4.87}} \right] L$$

$$hf = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 0.08204^{4.87}} \right] \times 746.69 \text{ m}$$

$$hf = 8.85 \text{ m}$$

La presión en este tramo fue de 47.2 m, el cálculo se desarrolla a continuación.

$$P_1 = H - hf$$

$$P_1 = 56.05 - 8.85$$

$$P_1 = 47.2 \text{ m}$$

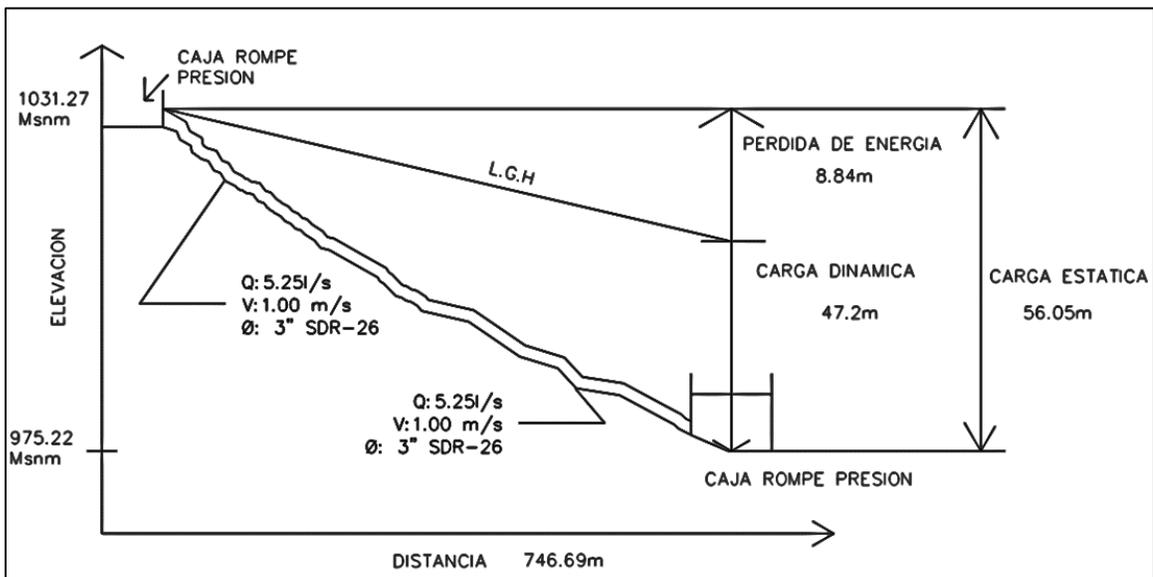
La altura piezométrica al final del tramo fue de 1022.42 m, y se conoció calculando la ecuación siguiente.

$$\text{Altura piezométrica} = Z_1 + P_1$$

$$\text{Altura piezométrica} = 975.22 + 47.2$$

$$\text{Altura piezométrica} = 1022.42 \text{ m}$$

Figura 17: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 3



Fuente: Elaboración propia

- **Tramo 4 - Diámetro 3"**

Se han calculado para el tramo 4 las pérdidas de carga, utilizando la misma metodología empleada en los tramos anteriores. A continuación, se muestran los resultados.

Se conoció que para este tramo la carga hidrostática es de 44.47 metros, como se presenta a continuación.

$$H = Cota_1 - Cota_2$$

$$H = 975.22 - 930.75$$

$$H = 44.47 \text{ m}$$

Para calcular el diámetro de tubería a usarse fue necesario despejar la ecuación 18 de Hazen-Williams obteniendo un valor de diámetro teórico de 0.085 m.

$$D = \left[\frac{10.679 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times H} \times L \right]^{1/4.87}$$

$$D = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 5} \times 512.19 \right]^{1/4.87}$$

$$D = 0.085 \text{ m}$$

En este caso se adopta un diámetro de 3" PVC - SDR 26 norma ASTM D2241 con diámetro interno de 82.04 mm con el fin de obtener las velocidades y presiones permisibles en toda la línea de aducción.

También se ha calculado la velocidad de flujo y se obtuvo como resultado 1 m/s.

$$V = \frac{Q}{\pi \frac{(D)^2}{4}}$$

$$V = \frac{0.00525 \text{ m}^3/\text{s}}{3.1416 \times \frac{(0.08204)^2}{4}}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga se ha calculado a través de la ecuación 18 de Hazen-Williams, dando como resultado 6.06 m, los detalles del cálculo se presentan a continuación.

$$hf = \left[\frac{10.679 Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} D^{4.87}} \right] L$$

$$h_f = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 0.08204^{4.87}} \right] \times 512.19 \text{ m}$$

$$h_f = 6.06 \text{ m}$$

La presión en este tramo fue de 38.40 m, el cálculo se desarrolla a continuación.

$$P_1 = H - h_f$$

$$P_1 = 44.47 - 6.06$$

$$P_1 = 38.40 \text{ m}$$

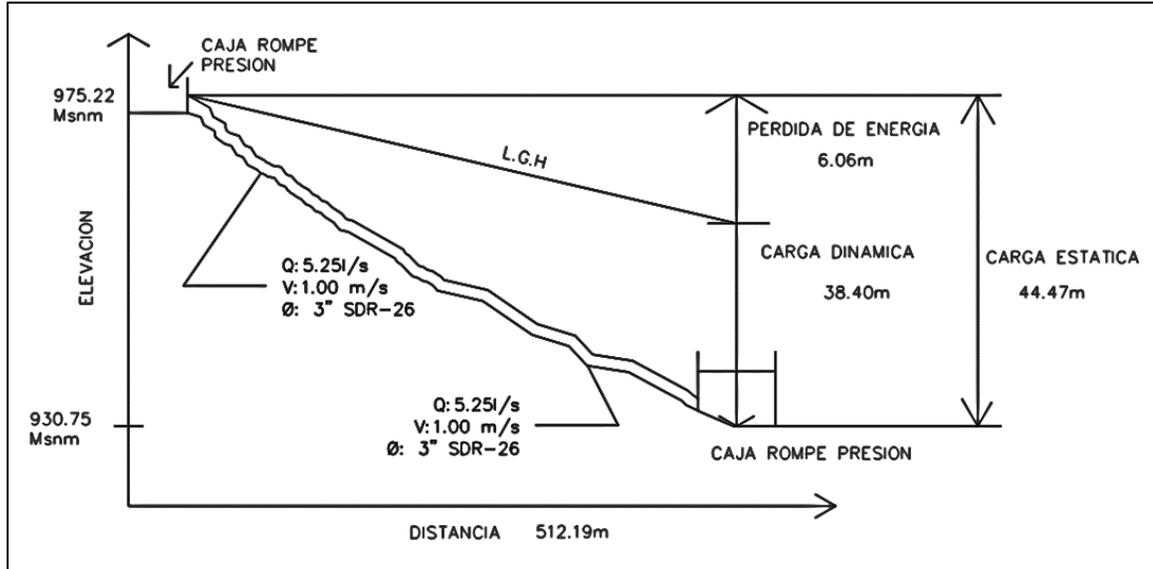
La altura piezométrica al final del tramo fue de 969.15 m, y se conoció calculando la ecuación siguiente.

$$\text{Altura piezométrica} = Z_1 + P_1$$

$$\text{Altura piezométrica} = 930.75 + 38.40$$

$$\text{Altura piezométrica} = 969.15 \text{ m}$$

Figura 18: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 4



Fuente: Elaboración propia

- **Tramo 5 - Diámetro 3"**

Las pérdidas de carga para el tramo 5, se calcularon utilizando la misma metodología empleada en los tramos anteriores. A continuación, se muestran los resultados.

Se conoció que para este tramo la carga hidrostática es de 48.73 metros, como se presenta a continuación.

$$H = Cota_1 - Cota_2$$

$$H = 930.75 - 882.02$$

$$H = 48.73 \text{ m}$$

Para calcular el diámetro de tubería a usarse fue necesario despejar la ecuación 18 de Hazen-Williams obteniendo un valor de diámetro teórico de 0.087 m.

$$D = \left[\frac{10.679 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times H} \times L \right]^{1/4.87}$$

$$D = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 5} \times 574.58 \right]^{1/4.87}$$

$$D = 0.087 \text{ m}$$

En este caso se adopta un diámetro de 3" PVC - SDR 26 norma ASTM D2241 con diámetro interno de 82.04 mm con el fin de obtener las velocidades y presiones permisibles en toda la línea de aducción.

También se ha calculado la velocidad de flujo y se obtuvo como resultado 1 m/s.

$$V = \frac{Q}{\pi \frac{(D)^2}{4}}$$

$$V = \frac{0.00525 \text{ m}^3/\text{s}}{3.1416 \times \frac{(0.08204)^2}{4}}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga se ha calculado a través de la ecuación 18 de Hazen-Williams, dando como resultado 6.80 m, los detalles del cálculo se presentan a continuación.

$$hf = \left[\frac{10.679 Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} D^{4.87}} \right] L$$

$$hf = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 0.08204^{4.87}} \right] \times 574.58 \text{ m}$$

$$hf = 6.80 \text{ m}$$

La presión en este tramo fue de 41.92 m, el cálculo se desarrolla a continuación.

$$P_1 = H - hf$$

$$P_1 = 48.73 - 6.80$$

$$P_1 = 41.92 \text{ m}$$

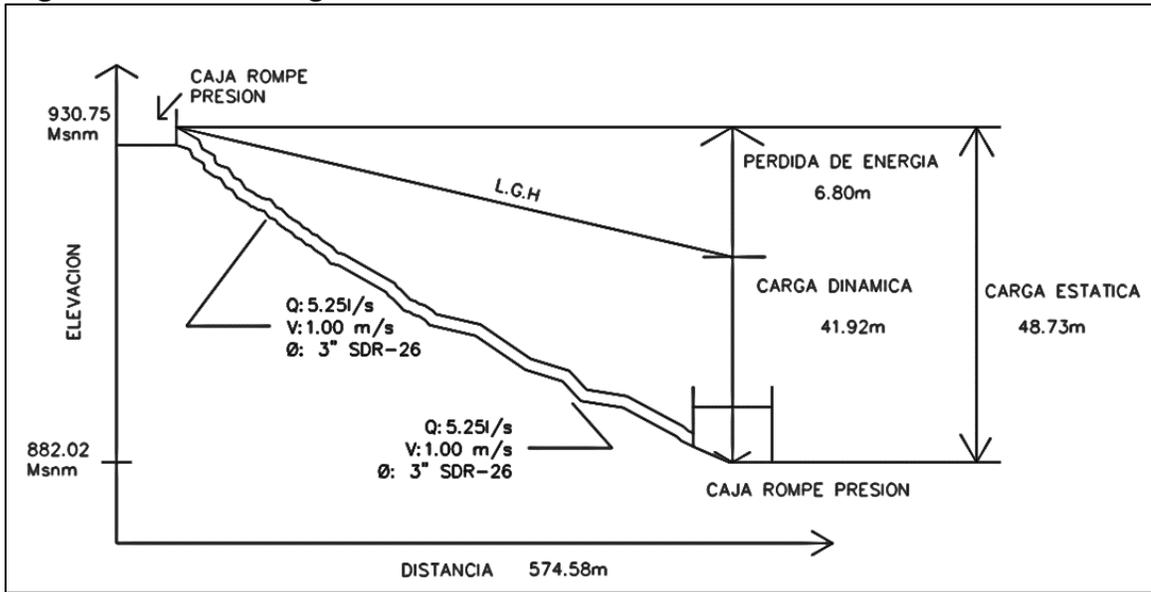
La altura piezométrica al final del tramo fue de 923.94 m, y se conoció calculando la ecuación siguiente.

$$\text{Altura piezométrica} = Z_1 + P_1$$

$$\text{Altura piezométrica} = 882.02 + 41.92$$

$$\text{Altura piezométrica} = 923.94 \text{ m}$$

Figura 19: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 5



Fuente: Elaboración propia

- **Tramo 6 - Diámetro 3”**

Se han calculado para el tramo 6 las pérdidas de carga utilizando la misma metodología empleada en los tramos anteriores. A continuación, se muestran los resultados.

Se conoció que para este tramo la carga hidrostática es de 45.28 metros, como se presenta a continuación.

$$H = Cota_1 - Cota_2$$

$$H = 882.02 - 836.74$$

$$H = 45.28 \text{ m}$$

Para calcular el diámetro de tubería a usarse fue necesario despejar la ecuación 18 de Hazen-Williams obteniendo un valor de diámetro teórico de 0.089 m.

$$D = \left[\frac{10.679 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times H} \times L \right]^{1/4.87}$$

$$D = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 5} \times 629.65 \right]^{1/4.87}$$

$$D = 0.089 \text{ m}$$

En este caso se adopta un diámetro de 3" PVC - SDR 26 norma ASTM D2241 con diámetro interno de 82.04 mm con el fin de obtener las velocidades y presiones permisibles en toda la línea de aducción.

También se ha calculado la velocidad de flujo y se obtuvo como resultado 1 m/s.

$$V = \frac{Q}{\pi \frac{(D)^2}{4}}$$

$$V = \frac{0.00525 \text{ m}^3/\text{s}}{3.1416 \times \frac{(0.08204)^2}{4}}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga se ha calculado a través de la ecuación 18 de Hazen-Williams, dando como resultado 7.46 m, los detalles del cálculo se presentan a continuación.

$$hf = \left[\frac{10.679 Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} D^{4.87}} \right] L$$

$$hf = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 0.08204^{4.87}} \right] \times 629.65 \text{ m}$$

$$hf = 7.46 \text{ m}$$

La presión en este tramo fue de 37.81 m, el cálculo se desarrolla a continuación.

$$P_1 = H - hf$$

$$P_1 = 45.28 - 7.46$$

$$P_1 = 37.81 \text{ m}$$

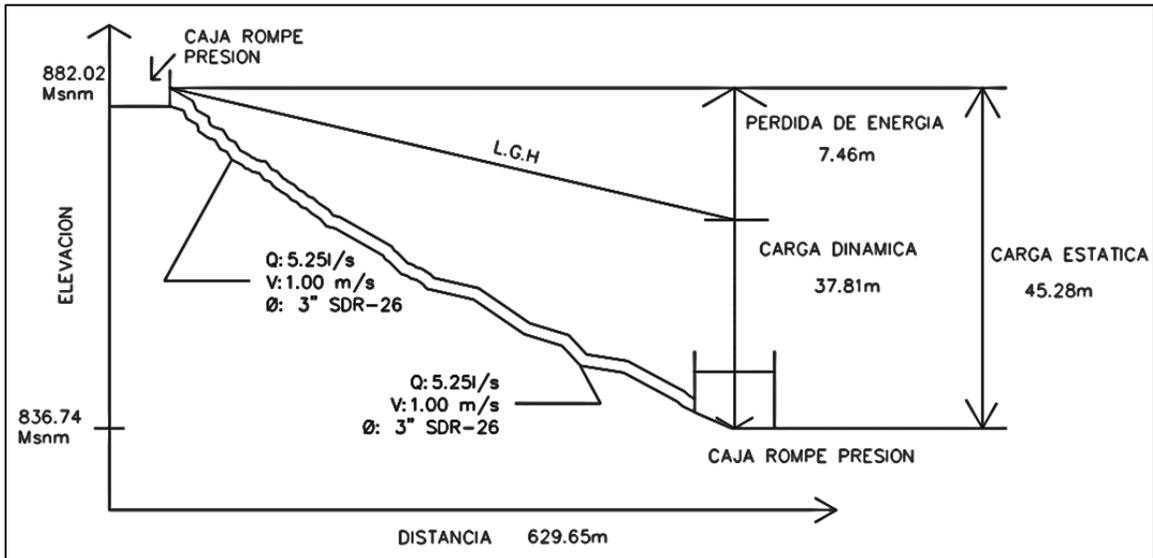
La altura piezométrica al final del tramo fue de 874.55 m, y se conoció calculando la ecuación siguiente.

$$\text{Altura piezométrica} = Z_1 + P_1$$

$$\text{Altura piezométrica} = 836.74 + 37.81$$

$$\text{Altura piezométrica} = 874.55$$

Figura 20: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 6



Fuente: Elaboración propia

- **Tramo 7 - Diámetro 2"**

Las pérdidas de carga para el tramo 7, se calcularon utilizando la misma metodología empleada en los tramos anteriores. A continuación, se muestran los resultados.

Se conoció que para este tramo la carga hidrostática es de 28.52 metros, como se presenta a continuación.

$$H = Cota_1 - Cota_2$$

$$H = 836.74 - 808.22$$

$$H = 28.52 \text{ m}$$

Para calcular el diámetro de tubería a usarse fue necesario despejar la ecuación 18 de Hazen-Williams obteniendo un valor de diámetro teórico de 0.074 m.

$$D = \left[\frac{10.679 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times H} \times L \right]^{1/4.87}$$

$$D = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 5} \times 254.87 \right]^{1/4.87}$$

$$D = 0.074m$$

En este caso se adopta un diámetro de 2" PVC - SDR 26 norma ASTM D2241 con diámetro interno de 55.7 mm con el fin de obtener las velocidades y presiones permisibles en toda la línea de aducción.

También se ha calculado la velocidad de flujo y se obtuvo como resultado 2.15 m/s.

$$V = \frac{Q}{\pi \frac{(D)^2}{4}}$$

$$V = \frac{0.00525 \text{ m}^3/\text{s}}{3.1416 \times \frac{(0.0557)^2}{4}}$$

$$V = 2.15 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga se ha calculado a través de la ecuación 18 de Hazen-Williams, dando como resultado 19.90 m, los detalles del cálculo se presentan a continuación.

$$hf = \left[\frac{10.679 Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} D^{4.87}} \right] L$$

$$hf = \left[\frac{10.679 \times 0.00525^{1.85}}{150^{1.85} \times 0.0557^{4.87}} \right] \times 254.87 \text{ m}$$

$$hf = 19.90 \text{ m}$$

La presión en este tramo fue de 8.61 m, el cálculo se desarrolla a continuación.

$$P_1 = H - hf$$

$$P_1 = 28.52 - 19.90$$

$$P_1 = 8.61\text{m}$$

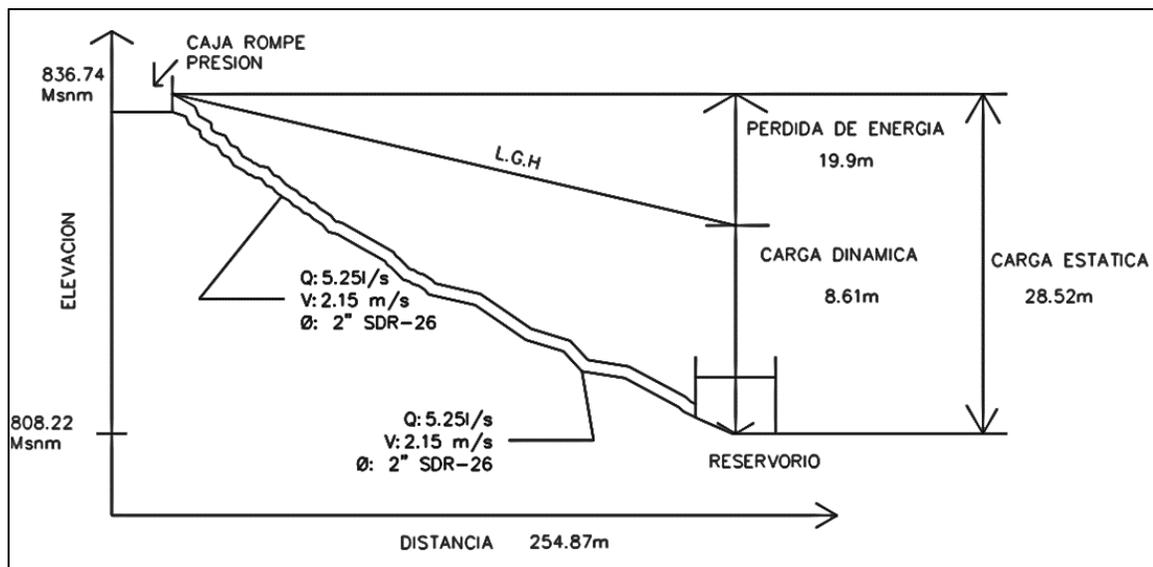
La altura piezométrica al final del tramo fue de 816.83 m, y se conoció calculando la ecuación siguiente.

$$\text{Altura piezométrica} = Z_1 + P_1$$

$$\text{Altura piezométrica} = 808.22 + 8.61$$

$$\text{Altura piezométrica} = 816.83\text{ m}$$

Figura 21: Línea de gradiente hidráulico – Tramo 7



Fuente: Elaboración propia

4.6.7.2 Válvulas en la línea de aducción

En el diseño de la línea de aducción se utilizaron válvulas de limpieza y válvulas de admisión y expulsión de aire construidas bajo la norma ASTM C231 – 14 y AISI 410, las cuales se ubicaron en las cimas y valles de la línea de aducción para reducir sobrepresiones o implosiones en la línea mencionada. Además, se ubicaron válvulas de compuerta construidas bajo la norma ASTM A536 y ASTM 304 que soportan una presión máxima de 250 psi y 6 cajas rompe presión. En la tabla 21 se presenta un listado de las válvulas que se instalarán en los diferentes tramos de la línea de aducción.

Tabla 21: Válvulas en la línea de aducción

Tipo de válvula	Estación	Cota
TRAMO 1		
Compuerta	0+010	1130.48
Limpieza	0+276	1116.94
Aire	0+375	1119.06
Limpieza	0+621	1099.46
Aire	0+727	1103.848
Limpieza	0+870	1088.088
Aire	0+883	1091.823
Limpieza	0+925	1086.107
Aire	0+950	1088.803
TRAMO 2		
Limpieza	1+030	1079.469
Limpieza	1+289	1067.92
Aire	1+373	1071.534
Limpieza	1+435	1066.154
Aire	1+620	1070.149
Limpieza	1+901	1056.95
Aire	1+945	1065.707
Limpieza	2+022	1054.819
Aire	2+059	1060.539
Limpieza	2+107	1054.925
Aire	2+167	1061.5
Limpieza	2+191	1059.038
Aire	2+200	1061.477
TRAMO 2		
Limpieza	2+211	1060.65
Aire	2+240	1062.98
Limpieza	2+296	1060.247
Aire	2+326	1062.86
Limpieza	2+348	1059.61
Limpieza	2+784	1031.75
TRAMO 3		
Limpieza	2+890	1020.121
Aire	2+959	1022.632
Limpieza	2+967	1015.735
Aire	2+986	1012.212
Limpieza	3+026	1000.94
Limpieza	3+071	995.452

Tipo de válvula	Estación	Cota
TRAMO 3		
Limpieza	3+548	976.205
TRAMO 4		
Limpieza	3+663	967
Limpieza	3+812	961.86
Limpieza	4+079	930.286
TRAMO 5		
Limpieza	4+274	910.24
Limpieza	4+656	872.43
TRAMO 6		
Limpieza	4+976	865.4
Aire	5+005	868.51
Limpieza	5+370	830
TRAMO 7		
Limpieza	5+649	801.92
Compuerta	5+690	806.767

Fuente: Elaboración propia

4.5.8 Golpe de ariete

En un sistema por gravedad el golpe de ariete está relacionado al tiempo de cierre de la válvula, maniobra que es controlada manualmente por un operador, debido a esta condición es posible reducir la sobrepresión aumentando el tiempo de cierre haciendo que este sea mayor que el tiempo de oscilación completa de la onda de presión que recorre la tubería. En este caso se ha calculado para siete tramos, el primero que va desde la obra de captación a la primera caja rompe presión, 5 de los tramos faltantes van desde una caja rompe presión a la otra y el tramo final va de la última caja rompe presión al tanque de almacenamiento.

El cálculo para el primer tramo se desarrolla a continuación.

La celeridad se calculó mediante la ecuación 19.

$$C = \frac{9,900}{\sqrt{4.83 + K \frac{D}{e}}}$$

$$C = \frac{9,900}{\sqrt{4.83 + 31.4 \frac{82.04}{3.025}}}$$

$$C = 330 \text{ m/s}$$

- Valores de K y e

Para determinar el espesor de la tubería se calculará la siguiente ecuación

$$e = \frac{\text{diam. externo} - \text{diam. interno}}{2}$$

$$e = \frac{88.09 - 82.04}{2}$$

$$e = 3.025 \text{ mm}$$

Según la Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola de Ciudad Real (2012, pág. 4) el valor de K oscilan entre los rangos de 20 a 50. En esta ocasión se adopto el valor de 31.4.

La celeridad está en función del material y el diámetro de la tubería, para confirmar que el resultado anterior es correcto comparamos con los valores de celeridad en función de la tubería SDR 26 facilitados por el fabricante AMANCO en el manual técnico tubosistemas, 2006, pág. 31 en esta ocasión para SDR 26 el valor dado es de 330 m/s, igual al calculado en la ecuación desarrollada anteriormente.

Conocer el tiempo de la oscilación de la onda es importante para que la maniobra de cierre se haga en un tiempo mayor al tiempo de oscilación de la misma y de esta manera reducir la sobrepresión en la tubería causada por el golpe de ariete. A continuación, se calcula el tiempo crítico mediante la ecuación 20.

$$t_c = \frac{2 \times L}{C}$$

$$t_c = \frac{2 \times 996.816 \text{ m}}{330 \text{ m/s}}$$

$$t_c = 6.04 \text{ s}$$

Para el tiempo de cierre o de maniobra (T_c) se adoptará un valor de 20 segundos, este el tiempo en el que operador puede cerrar la válvula de compuerta.

Por lo tanto; como $T_c > t_c$ se considera un cierre lento y se calcula a través de la ecuación 21 de Michaud.

$$\Delta h = \frac{2 L v}{g T_c}$$

$$\Delta h = \frac{2 \times 996.816 \text{ m} \times 1 \text{ m/s}}{9.81 \text{ m/s}^2 \times 20 \text{ s}}$$

$$\Delta h = 10.09 \text{ m}$$

La presión total del golpe de ariete para el primer tramo será igual a:

$$Presión_T = H + \Delta h$$

$$Presión_T = 39.82 \text{ m} + 10.09 \text{ m}$$

$$Presión_T = 49.91 \text{ mca}$$

Se han calculado los valores de golpe de ariete para los demás tramos de la línea de aducción, utilizando la misma metodología empleada en el tramo 1, los resultados se muestran en la tabla 22.

Tabla 22: Golpe de ariete línea de aducción

ITEM	Celeridad (C) m/s	Tc (s)	t _c (s)	Δh (m)	Presión _T (mca)
Tramo 1	330	20	6.04	10.09	49.91
Tramo 2	330	20	11.15	18.62	76.08
Tramo 3	330	20	4.53	7.56	63.61
Tramo 4	330	20	3.10	5.19	49.66
Tramo 5	330	20	3.48	5.82	54.55
Tramo 6	330	20	3.82	6.37	51.65
Tramo 7	330	20	1.55	5.60	34.12

Fuente: Elaboración propia

4.5.9 Filtración en múltiples etapas

En base a los resultados de los análisis de calidad de agua se optó por la selección de un sistema de filtración en múltiples etapas. Este es una gran solución para mejorar la calidad del abastecimiento, así mismo hace posible el tratamiento de agua con altos niveles de contaminación en zonas rurales donde el tratamiento con productos químicos tiene un potencial limitado (Filtración en múltiples etapas (Documento de revisión técnica 15), págs. 6-11).

- Clasificación de la fuente

Se ha clasificado la fuente de abastecimiento quebrada “El diamante” con un riesgo de contaminación intermedio, es decir, en fuentes con alta intervención humana y con moderados niveles de sólidos, turbiedad, color (Montero, 1999, pág. 109).

- Selección del FiME

Para definir el tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas (FiME) se han considerado los parámetros básicos y sus rangos descritos en la tabla 2, pág. 20 del presente documento.

Con base a las consideraciones anteriores se ha seleccionado la alternativa de tratamiento FiME, proponiéndose filtración gruesa dinámica con velocidad de filtración de 2 m/h, filtración gruesa ascendente en capas, con una velocidad de filtración de 0.6 m/h y filtración lenta de arena con 0.2 m/h de velocidad de filtración.

- Diseño del FiME

En el sistema de filtración en múltiples etapas se llevará a cabo el procesamiento con el caudal máximo diario, el cual tiene un valor de 5.25 l/s.

Así mismo, en cumplimiento de la norma técnica obligatoria nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 16, del caudal total de la fuente se reserva el 2% de caudal ecológico, de forma que no se alteren las condiciones naturales de la biota y se garantice el desarrollo de una vida natural igual a la que existía anteriormente.

A continuación, se presenta el dimensionamiento para cada uno de los componentes.

4.5.9.1 Filtración gruesa dinámica (FDGi)

Se ha diseñado el filtro grueso dinámico y consta de los siguientes elementos.

- **Cámara de filtración**

Se diseñó la cámara de filtración con la capacidad suficiente para contener el sistema de drenaje, lecho filtrante y la altura agua sobre el lecho (carga hidráulica). El borde libre será de 0.2 metros.

- **Lecho filtrante y de soporte**

Se diseñó el lecho filtrante con la siguiente granulometría y espesor de capas, a continuación, se detallarán en la tabla 23.

Tabla 23: Granulometría para lecho filtrante (FDGi)

Posición en la unidad	Espesor de la capa (m)	Tamaño de grava (mm)
Superior	0.20	3.0 - 6.0
Intermedio	0.20	6.0 - 13.0
Inferior, fondo	0.20	13.0 - 25.0

Fuente: Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 12

El lecho de soporte tendrá las siguientes características las cuales se detallan en la tabla 24.

Tabla 24: Granulometría para lecho de soporte (FDGi)

Capa	Tipo	Diámetro de la partícula (mm)	Espesor de la capa (mm)
Superior	Arena gruesa	1 - 2	50
Segunda	Grava fina	2 - 5	50
Tercera	Grava	5 - 10	50
Inferior	Grava gruesa	10 - 25	150

Fuente: Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 12

- **Dimensionamiento del filtro grueso dinámico (FDGi)**

El dimensionamiento del filtro grueso dinámico será en base al caudal máximo diario cuyo valor es de 18.90 m³/h.

- **Número de filtros**

Se consideró 2 unidades de filtración gruesa dinámica siendo esto un criterio de diseño obtenido de la guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 13.

- **Área total del filtro**

El área total del filtro es de 9.45 m² y se conoció con la ecuación 23.

La velocidad de filtración varía entre los 2 y 3 m/h dependiendo de la calidad del agua cruda. A mayor contaminación del agua afluente menor velocidad de filtración, de esta forma se adopta una velocidad de 2 m/h.

$$A_t = \frac{Q_t}{v_f}$$

$$A_t = \frac{18.9 \text{ m}^3/\text{h}}{2 \text{ m/h}}$$

$$A_t = 9.45 \text{ m}^2$$

- **Área del filtro de cada unidad**

Se calculó mediante la ecuación 24, a través de la cual se conoció que el área para cada unidad de filtración es de 4.72 m²

$$A_f = \frac{A_t}{N}$$

$$A_f = \frac{9.45 \text{ m}^2}{2 \text{ unidades}}$$

$$A_f = 4.72 \text{ m}^2$$

Cumpliendo el área con el criterio de diseño de la guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 13. La cual indica que debe ser menor a 10 m².

- **Caudal total**

El caudal total será igual al caudal máximo diario, el cual es de 18.9 m³/h

$$Q_t = Q_{md}$$

$$Q_t = 18.9 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **Caudal del filtro**

El caudal para el filtro se calculó mediante la ecuación 26, obteniendo un valor de 9.45 m³/h.

$$Q_f = \frac{Q_t}{N}$$

$$Q_f = \frac{18.9 \text{ m}^3/\text{h}}{2 \text{ unidades}}$$

$$Q_f = 9.45 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **Caja del filtro**

Inicialmente, se calculó el ancho de la caja (b) a través de la ecuación 27, el valor del ancho es de 1.77 metros.

$$b = \sqrt{\frac{A_T}{3}}$$

$$b = \sqrt{\frac{9.45 \text{ m}^2}{3}}$$

$$b = 1.77 \text{ m}$$

A continuación, se calcula la longitud de la caja del filtro mediante la ecuación 28.

$$L = 3 \times b$$

$$L = 3 \times 1.77 \text{ m}$$

$$L = 5.32 \text{ m}$$

Mediante la ecuación 29, se calcula el valor de la caja de recuperación del filtro.

$$L_f = L + \frac{1}{5}$$

$$L_f = 5.32 \text{ m} + \frac{1}{5}$$

$$L_f = 5.52 \text{ m}$$

▪ Pared de la caja del filtro

Se calculó a través de la ecuación 33 y se conoció un valor de 1.1 m. Los valores para para el cálculo de la pared de la caja del filtro son obtenidos de la guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 15.

- H_{ls}: altura del lecho de soporte (0.3m)
- H_{lf}: altura de lecho de arena (0.5- 0.7m)
- H_{bl}: altura borde libre (0.2m)

$$H_f = H_{ls} + H_{lf} + H_{bl}$$

$$H_f = 0.3 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 0.2 \text{ m}$$

$$H_f = 1.1 \text{ m}$$

▪ Vertedero triangular o en “V”

Se calculará mediante la ecuación 31.

$$h = \left(\frac{Q_t}{1.434} \right)^{1/2.5}$$

$$h = \left(\frac{0.01 \text{ m}^3/\text{s}}{1.434} \right)^{1/2.5}$$

$$h = 0.106 \text{ m}$$

$$h = 11 \text{ cm}$$

A continuación, calculamos el ancho del vertedero mediante la ecuación 32.

$$b' = 2 \times h$$

$$b' = 2 \times 11\text{cm}$$

$$b' = 22 \text{ cm}$$

▪ Sistema de drenaje filtro grueso dinámico

Se calculó mediante la ecuación 38 el diámetro de la tubería para el sistema de drenaje del FDGi, obtenido un valor de 0.149 m.

$$D_p = \sqrt{\frac{4Q_d}{\pi V_p}}$$

$$D_p = \sqrt{\frac{4 \times 0.01\text{m}^3/\text{s}}{\pi \times 0.33 \text{ m/s}}}$$

$$D_p = 0.149 \text{ m} \approx 149 \text{ mm}$$

Se adopta un diámetro comercial de 160.05 mm o 6" de diámetro.

La velocidad real del dren principal es de 0.33 m/s y se calculó mediante la ecuación 39.

$$V_{rp} = \left(\sqrt{\frac{Q_d}{\pi D_p}} \right)^{2/4}$$

$$V_{rp} = \left(\sqrt{\frac{0.01 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 0.160 \text{ m}}} \right)^{2/4}$$

$$V_{rp} = 0.33 \text{ m/s}$$

▪ Pérdidas de cargas en el drenaje

Para el cálculo de pérdidas de cargas en el dren fue necesario conocer el área de la sección del mismo mediante la ecuación 47, el resultado es 0.018 m²

$$A_d = \frac{(\pi) \times (0.149\text{m})^2}{4}$$

$$A_d = 0.018 \text{ m}^2$$

Así mismo, mediante la ecuación 48 se ha obtenido el valor del perímetro.

$$P_d = \pi \times D_p$$

$$P_d = \pi \times 160.05 \text{ mm}$$

$$P_d = 502.813 \text{ mm} \approx 0.503 \text{ m}$$

Se utilizará la ecuación 49 para el cálculo del diámetro hidráulico.

$$d_h = 4 \left(\frac{A_d}{P_d} \right)$$

$$d_h = 4 \left(\frac{0.018 \text{ m}^2}{0.503 \text{ m}} \right)$$

$$d_h = 0.140 \text{ m}$$

Las pérdidas de carga del dren principal se calcularon mediante la ecuación 50.

$$h_d = \frac{0.331 \times L_p / d_h \times (V_{rp})^2}{2g}$$

$$h_d = \frac{0.331 \times 6.8 \text{ m} / 0.160 \text{ m} \times (0.33 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$h_d = 0.078 \text{ m}$$

- **Pérdidas de carga filtro grueso dinámico (FDGI)**

Se han calculado pérdidas de carga con una velocidad de 2 m/h para el lecho filtrante superior, para efectuar este cálculo se utilizó la ecuación 41 del número de Reynolds (para una temperatura del agua a 25°C).

$$Nre = \frac{\rho \times V \times D}{\mu}$$

$$Nre = \frac{997 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.00055 \frac{\text{m}}{\text{s}} \times 0.003 \text{ m}}{0.00089 \text{ N} \cdot \text{s}^2 / \text{m}}$$

$$Nre = 1.84$$

El coeficiente de arrastre se calcula mediante la ecuación 42, para el cual se ha conocido un valor de 15.5

$$C_D = \frac{24}{N_{re}} + \frac{3}{\sqrt{N_{re}}} + 0.34$$

$$C_D = \frac{24}{1.84} + \frac{3}{\sqrt{1.84}} + 0.34$$

$$C_D = 15.5$$

Las pérdidas de carga del lecho superior son de 0.012 m, obtenidas resolviendo la ecuación 43.

$$h = 1.067 \times C_D \times \frac{1}{e^4} \times \frac{L}{d} \times \frac{v^2}{g}$$

$$h = 1.067 \times 15.5 \times \frac{1}{(0.30 \text{ m})^4} \times \frac{0.60 \text{ m}}{0.003 \text{ m}} \times \frac{(0.00055 \text{ m/s})^2}{9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$h = 0.012 \text{ m}$$

Para calcular las pérdidas de carga en las demás capas (intermedio e interior o fondo) se utilizó la metodología empleada anteriormente, las cuales se detallarán en la tabla 25.

Tabla 25: Pérdidas de carga para lecho filtrante (FDGi)

Capa	Tamaño de la grava (mm)	Nre	C _D	Pérdidas (m)
Superior	3.0	1.84	15.5	0.012
Intermedio	6.0	3.69	8.4	0.003
Inferior, fondo	13.0	8.09	4.39	0.0008
Total				0.0158

Fuente: Elaboración Propia

De la misma manera que se calcularon las pérdidas para el lecho filtrante se hizo para el lecho de soporte utilizando las ecuaciones 41, 42 y 43, siguiendo esta metodología para la cada una de las capas (superior, segunda, tercera e inferior), los resultados se muestran en la tabla 26.

Tabla 26: Pérdidas de carga en lecho de soporte (FDGi)

Capa	Tamaño de la grava (mm)	Nre	C _D	Pérdidas (m)
Superior	1.0	0.62	42.8	0.052
Segunda	2.0	1.24	22.3	0.013
Tercera	5.0	3.09	9.81	0.002
Inferior	10	6.17	5.43	0.0007
Total				0.068

Fuente: Elaboración Propia

Se han calculado en su totalidad las pérdidas en lecho filtrante como en el de soporte, el valor obtenido es de 0.085 m.

▪ **Compuerta de entrada**

Las pérdidas de carga en la compuerta de entrada se calculan a través de la ecuación 44.

$$h_{lf} = \frac{K \times V^2}{2g}$$

Primeramente, se debe determinar la velocidad mediante la ecuación 45, cuyo valor es 0.24 m/s.

$$V = \frac{V_f \times A_f}{A_c}$$

$$V = \frac{2 \times 9.45}{0.02}$$

$$V = 0.24 \text{ m/s}$$

A continuación, se calculará las pérdidas para la compuerta de entrada.

$$h_{lf} = \frac{0.2 \times (0.24)^2}{2 \times 9.81}$$

$$h_{lf} = 0.00059 \text{ m}$$

- **Compuerta de salida**

Las pérdidas de carga en la compuerta de salida son de 0.0645 m y se calcularon mediante la ecuación 46.

$$h = \left(\frac{Q}{1.84 \times L_v} \right)^{1/1.5}$$

$$h = \left(\frac{0.01}{1.84 \times 0.2} \right)^{1/1.5}$$

$$h = 0.0588 \text{ m}$$

Las pérdidas totales en el filtro grueso dinámico son de 0.144 m.

4.5.9.2 Filtración gruesa ascendente en capas (FGAC)

Se ha diseñado el filtro grueso dinámico y consta de los siguientes elementos.

- **Lecho filtrante y de soporte**

Se diseñó el lecho filtrante con la siguiente granulometría y espesor de capas como se detalla en la tabla 27. El borde libre será de 0.2 metros.

Tabla 27: Granulometría para lecho filtrante (FGAC)

Capa	Diámetro de la partícula (mm)	Espesor de la capa (mm)
Superior	1.6 - 3	10
Segunda	3 - 6	15
Tercera	6 - 13	15
Inferior	13 -19	20

Fuente: Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 16

El lecho de soporte tendrá las siguientes características las cuales se detallan en la tabla 28.

Tabla 28: Granulometría para lecho de soporte (FGAC)

Capa	Diámetro de la partícula (mm)	Espesor de la capa (mm)
Fondo	19 - 25	30

Fuente: Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 16

- **Dimensionamiento del FGAC**
 - **Caja de Filtración y estructura de entrada**

La estructura de entrada consiste de un canal pequeño que conduce el agua previamente acondicionada hasta la cámara de entrada a los filtros gruesos. En ella se reúnen 3 tuberías: Tubería de entrada de agua, tubería de rebose y tubería de distribución hacia los el lecho filtrante.

- **Área superficial**

Se conoció el valor de área superficial de 31.5 m² calculado mediante la ecuación 33. La velocidad de filtración varía entre los 0.3 - 0.6 m/h dependiendo de la calidad del agua cruda. A mayor contaminación del agua afluente menor velocidad de filtración, de esta forma se adopta una velocidad de 0.3 m/h.

$$A_s = \frac{Q_d}{N \times V_f}$$

$$A_s = \frac{18.9\text{m}^3/\text{h}}{2 \times 0.3 \text{ m/h}}$$

$$A_s = 31.5 \text{ m}^2$$

Cumpliendo con los criterios de área establecidos en la tabla 4 de la guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 17. La cual indica que el área de filtración por unidad debe estar en un rango de 15-25 m².

- **Sistema de drenaje filtro grueso ascendente en capas**

Para calcular el sistema de drenaje del filtro grueso ascendente en capas se ha utilizado la misma metodología que se empleó para el cálculo en el sistema de drenaje del FDGi. A continuación, se detallan los resultados del dren principal.

Se calculó mediante la ecuación 38 el diámetro de la tubería para el sistema de drenaje del FDGi, obtenido un valor de 0.149 m.

$$D_p = \sqrt{\frac{4Q_d}{\pi V_p}}$$

$$D_p = \sqrt{\frac{4 \times 0.01 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 0.33 \text{ m/s}}}$$

$$D_p = 0.149 \text{ m} \approx 149 \text{ mm}$$

Se adopta un diámetro comercial de 160.05 mm o 6" de diámetro.

La velocidad real del dren principal es de 0.33 m/s y se calculó mediante la ecuación 39.

$$V_{rp} = \left(\sqrt{\frac{Q_d}{\pi D_p}} \right)^{2/4}$$

$$V_{rp} = \left(\sqrt{\frac{0.01 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 0.160 \text{ mm}}} \right)^{2/4}$$

$$V_{rp} = 0.33 \text{ m/s}$$

- **Pérdidas de cargas en el drenaje**

Para el cálculo de pérdidas de cargas en el dren fue necesario conocer el área de la sección del mismo mediante la ecuación 47, el resultado es 0.018 m²

$$A_d = \frac{(\pi) \times (0.149 \text{ m})^2}{4}$$

$$A_d = 0.018 \text{ m}^2$$

Así mismo, mediante la ecuación 48 se ha obtenido el valor del perímetro.

$$P_d = \pi \times D_p$$

$$P_d = \pi \times 160.05 \text{ mm}$$

$$P_d = 502.813 \text{ mm} \approx 0.503 \text{ m}$$

Se utilizará la ecuación 49 para el cálculo del diámetro hidráulico.

$$d_h = 4 \left(\frac{A_d}{P_d} \right)$$

$$d_h = 4 \left(\frac{0.018 \text{ m}^2}{0.503 \text{ m}} \right)$$

$$d_h = 0.140 \text{ m}$$

Las pérdidas de carga del dren principal se calcularon mediante la ecuación 50.

$$h_d = \frac{0.331 \times L_p / d_h \times (V_{rp})^2}{2g}$$

$$h_d = \frac{0.331 \times 5.7 \text{ m} / 0.160 \text{ m} \times (0.33 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$h_d = 0.064 \text{ m}$$

▪ Pérdidas de carga en el filtro grueso ascendente en capas (FGAC)

Se han calculado pérdidas de carga con una velocidad de 0.3 m/h para el lecho filtrante superior, para efectuar este cálculo se utilizó la ecuación 41 del número de Reynolds (para una temperatura del agua a 25°C).

$$Nre = \frac{\rho \times V \times L}{\mu}$$

$$Nre = \frac{997 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.00008 \frac{\text{m}}{\text{s}} \times 0.00816 \text{ m}}{0.00089 \text{ N} \cdot \text{s}^2 / \text{m}}$$

$$Nre = 0.143$$

El coeficiente de arrastre se calcula mediante la ecuación 42, para el cual se ha conocido un valor de 175.6.

$$C_D = \frac{24}{N_{re}} + \frac{3}{\sqrt{N_{re}}} + 0.34$$

$$C_D = \frac{24}{0.143} + \frac{3}{\sqrt{0.143}} + 0.34$$

$$C_D = 175.6$$

Las pérdidas de carga del lecho superior son de 0.267 m, obtenidas resolviendo la ecuación 43.

$$h = 1.067 \times C_D \times \frac{1}{e^4} \times \frac{L}{d} \times \frac{v^2}{g}$$

$$h = 1.067 \times 175.6 \times \frac{1}{(0.30 \text{ m})^4} \times \frac{0.60 \text{ m}}{0.0016 \text{ m}} \times \frac{(0.00008 \text{ m/s})^2}{9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$h = 0.267 \text{ m}$$

Se han calculado las pérdidas de carga en el lecho filtrante utilizando la metodología con la que se calculó las pérdidas en el FDGi, los resultados se muestran en la tabla 29.

Tabla 29: Pérdidas de carga en lecho filtrante (FGAC)

Capa	Diámetro de la partícula (mm)	Nre	C _D	Pérdidas (m)
Inferior	13	1.17	23.62	0.0058
Tercera	6	0.54	48.86	0.0238
Segunda	3	0.27	95	0.1158
Superior	1.6	0.14	175.6	0.267
Total				0.412

Fuente: Elaboración propia

De igual forma se calcularon las pérdidas de carga para el lecho de soporte se detallan en la tabla 30.

Tabla 30: Pérdidas de carga en lecho de soporte (FGAC)

Diámetro de la partícula (mm)	Nre	C _D	Pérdidas (m)
30	2.68	11	0.013

Fuente: Elaboración propia

Se han calculado en su totalidad las pérdidas en lecho filtrante como en el de soporte, el valor obtenido es de 0.46 m.

- **Compuerta de entrada y Salida**

Los valores de compuerta en entrada y salida se calcularon utilizando la metodología empleada en el FDGi. El valor obtenido en la compuerta de entrada mediante la ecuación 44 es de 0.0000011 m, mientras que en la compuerta de salida utilizando la ecuación 46 el valor es de 0.01842 m.

4.5.9.3 Filtro lento de arena (FLA)

Se ha diseñado un filtro lento de arena y este consta con los siguientes elementos.

- **Caja de Filtración y estructura de entrada**

La caja del filtro posee un área superficial de 63 m² cumpliendo con el criterio de diseño según (Montero, 1999, pág. 144), calculada mediante la ecuación 12 y descrita a continuación en el dimensionamiento del mismo.

La estructura consta de un vertedor de excesos, canales o conductos para distribución, dispositivos para medición y control de flujo, cámara de entrada y ventana de acceso al filtro propiamente dicho.

- **Lecho filtrante**

El medio filtrante debe estar compuesto por granos de arena duros y redondeados, libres de arcilla y materia orgánica. La arena no debe contener más de 2% de carbonato de calcio y magnesio (Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 18). En la tabla 31 se muestran los criterios del lecho filtrante.

Tabla 31: Granulometría del lecho filtrante

Criterios de diseño	Valores Recomendados
Altura de arena (m)	
Inicial	1
Mínima	0.5
Diámetro efectivo (mm)	0.15 – 0.35
Coeficiente de uniformidad	
Aceptable	<3
Deseable	1.8 – 2.0
Altura del lecho de soporte, incluye drenaje (m)	0.1 – 0.3

Fuente: Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 19

Se diseñó el lecho de soporte de FLA con la siguiente granulometría y espesores de capas como se muestra en la tabla 32.

Tabla 32: Granulometría lecho de soporte

Capa	Diámetro de la partícula (mm)	Espesor de la capa (m)
Inferior	25.4 - 50.8	0.10
Tercera	12.7 – 25.4	0.10
Segunda	6.35 – 12.7	0.5
Superior	3.18 – 6.35	0.5

(INAA, 1999 a, pág. 47)

- Capa de agua sobrenadante

Se diseñó una altura de agua sobrenadante de 1 m y un borde libre de 0.2 m (Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas, 2015, pág. 18).

- **Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo**

El filtro lento de arena constara con los siguientes dispositivos para su correcto funcionamiento.

- a. Válvula para controlar entrada de agua pretratada y regular velocidad de filtración.
- b. Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante, “cuello de ganso”.
- c. Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia.
- d. Válvula para drenar lecho filtrante.
- e. Válvula para desechar agua tratada.
- f. Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia.
- g. Vertedero de entrada.
- h. Indicador calibrado de flujo.
- i. Vertedero de salida.
- j. Vertedero de excesos.

▪ **Dimensionamiento del filtro lento de arena**

▪ **Área superficial**

Se conoció un valor de área superficial de 63 m² cumpliendo con el criterio de diseño (Montero, 1999, pág. 144), la cual indica que el área superficial debe ser menor a 100 m². Calculado mediante la ecuación 33.

Según la guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en multiples etapas, 2015, pág. 19, a mayor contaminación del agua afluente menor velocidad de filtración, de esta forma se adopta una velocidad de 0.15 m/h.

$$A_s = \frac{Q_d}{N \times V_f}$$

$$A_s = \frac{18.9 \text{ m}^3/\text{h}}{2 \times 0.15 \text{ m/h}}$$

$$A_s = 63 \text{ m}^2$$

Coefficiente mínimo de costos

Se calculó mediante la ecuación 34.

$$K = \frac{2 \times N}{N + 1}$$

$$K = \frac{2 \times 2}{2 + 1}$$

$$K = 1.33$$

▪ **Longitud de la unidad**

Se calculó mediante la ecuación 35, a través de la cual se conoció un valor de

$$L = (A_s \times K)^{1/2}$$

$$L = (63 \times 1.33)^{1/2}$$

$$L = 9.17 \text{ m}$$

▪ **Ancho de la unidad**

El ancho de cada unidad se obtiene calculando la ecuación 36.

$$b = \left(\frac{A_s}{k}\right)^{1/2}$$

$$b = \left(\frac{63}{1.33}\right)^{1/2}$$

$$b = 6.9 \text{ m}$$

▪ **Velocidad de filtración real**

Se calculó mediante la ecuación 37 y se obtuvo un valor de 0.15 m/h

$$VR = \left(\frac{Qd}{2 \times L \times b}\right)$$

$$VR = \left(\frac{18.9}{2 \times 9.17 \times 6.4}\right)$$

$$VR = 0.15 \text{ m/h}$$

- **Sistema de drenaje filtro lento de arena**

Para calcular el sistema de drenaje del filtro lento de arena se ha utilizado la misma metodología que se empleó para el cálculo en el sistema de drenaje del FDGi y FGAC. A continuación, se detallan los resultados del dren principal.

Se calculó mediante la ecuación 38 el diámetro de la tubería para el sistema de drenaje del FDGi, obtenido un valor de 0.149 m.

$$D_p = \sqrt{\frac{4Q_d}{\pi V_p}}$$

$$D_p = \sqrt{\frac{4 \times 0.01 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 0.33 \text{ m/s}}}$$

$$D_p = 0.149 \text{ m} \approx 149 \text{ mm}$$

Se adopta un diámetro comercial de 160.05 mm o 6" de diámetro.

La velocidad real del dren principal es de 0.33 m/s y se calculó mediante la ecuación 39.

$$V_{rp} = \left(\sqrt{\frac{Q_d}{\pi D_p}} \right)^{2/4}$$

$$V_{rp} = \left(\sqrt{\frac{0.01 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 0.160 \text{ mm}}} \right)^{2/4}$$

$$V_{rp} = 0.33 \text{ m/s}$$

- **Pérdidas de cargas en el drenaje**

Para el cálculo de pérdidas de cargas en el dren fue necesario conocer el área de la sección del mismo mediante la ecuación 47, el resultado es 0.018 m²

$$A_d = \frac{(\pi) \times (0.149 \text{ m})^2}{4}$$

$$A_d = 0.018 \text{ m}^2$$

Así mismo, mediante la ecuación 48 se ha obtenido el valor del perímetro.

$$P_d = \pi \times D_p$$

$$P_d = \pi \times 160.05 \text{ mm}$$

$$P_d = 502.813 \text{ mm} \approx 0.503 \text{ m}$$

Se utilizará la ecuación 49 para el cálculo del diámetro hidráulico.

$$d_h = 4 \left(\frac{A_d}{P_d} \right)$$

$$d_h = 4 \left(\frac{0.018 \text{ m}^2}{0.503 \text{ m}} \right)$$

$$d_h = 0.140 \text{ m}$$

Las pérdidas de carga del dren principal se calcularon mediante la ecuación 50.

$$h_d = \frac{0.331 \times L_p / d_h \times (V_{rp})^2}{2g}$$

$$h_d = \frac{0.331 \times 9 \text{ m} / 0.160 \text{ m} \times (0.33 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$h_d = 0.110 \text{ m}$$

▪ Pérdidas de carga en el filtro lento de arena (FLA)

Se han calculado las pérdidas de carga en el lecho filtrante para un diámetro efectivo de arena igual a 0.15 mm. De la misma manera, se ha utilizado la metodología con la que se calculó las pérdidas en el FDGi y FGAC. Los resultados se presentan a continuación.

Para efectuar este cálculo se utilizó la ecuación 41 del número de Reynolds (para una temperatura del agua a 25°C).

$$Nre = \frac{\rho \times V \times L}{\mu}$$

$$Nre = \frac{997 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.0004 \frac{\text{m}}{\text{s}} \times 0.00015 \text{ m}}{0.00089 \text{ N} \cdot \text{s}^2 / \text{m}}$$

$$Nre = 0.06$$

El coeficiente de arrastre se calcula mediante la ecuación 42, para el cual se ha conocido un valor de 412.5.

$$C_D = \frac{24}{Nre} + \frac{3}{\sqrt{Nre}} + 0.34$$

$$C_D = \frac{24}{0.06} + \frac{3}{\sqrt{0.06}} + 0.34$$

$$C_D = 412.5$$

Las pérdidas de carga del lecho superior son de 0.065 m, obtenidas resolviendo la ecuación 43.

$$h = 1.067 \times C_D \times \frac{1}{e^4} \times \frac{L}{d} \times \frac{v^2}{g}$$

$$h = 1.067 \times 412.5 \times \frac{1}{(0.30 \text{ m})^4} \times \frac{1 \text{ m}}{0.00015 \text{ m}} \times \frac{(0.000042 \text{ m/s})^2}{9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$h = 0.065 \text{ m}$$

- Lecho de soporte

Las pérdidas de carga para el lecho de soporte se detallan en la tabla 33.

Tabla 33: Pérdidas de carga en lecho de soporte (FLA)

Capa	Diámetro de la partícula (mm)	Nre	C _D	Pérdidas (m)
Inferior	25.4	15.65	2.6	0.0003
Tercera	12.7	7.83	4.4	0.0011
Segunda	6.35	3.92	7.9	0.0048
Superior	3.18	1.95	14.7	0.018
Total				0.0241

Fuente: Elaboración propia

Se calcularon en su totalidad las pérdidas en lecho filtrante como en el de soporte, el valor obtenido es de 0.089 m.

- Compuerta de entrada y salida

Las pérdidas de carga en la compuerta de entrada y de salida son de 0.00014 m y 0.0644 m, los resultados se obtuvieron de la misma manera que en los FDGi y FGAC.

Las pérdidas totales del filtro lento de arena son de 0.15m.

4.5.10 Desinfección

A como se abordó, el análisis de calidad de agua mostró Irregularidades en los parámetros físico-químicos y bacteriológicos, se pretende agregar hipoclorito de sodio una vez el agua haya pasado todo el sistema de filtración, esto con el fin de que cumpla con los criterios establecidos en la norma CAPRE y sea apta para el consumo de la población. La dosis se calculará mediante la ecuación 51.

$$c_a = \left(\frac{Q \times c}{1000} \right)$$

$$c_a = \left(\frac{453.73 \times 2.13}{1000} \right)$$

$$c_a = 0.97 \text{ Kg cloro/día}$$

Conociendo la capacidad de cloro se procedió a calcular la cantidad de litros de cloro comercial obtenido un valor de 7.46 l/día de hipoclorito de sodio al 13%.

Para la desinfección diaria el volumen de cloro comercial se puede diluir entre el 1% - 3% según la NTON 09-003-99, en esta ocasión se adoptó el valor del 2% obteniendo como resultado 48.5 litros de cloro por día.

Seguidamente se calcularon los litros de agua necesario para la dilución de cloro, cuyo valor es 41.04 litros, este se obtuvo de la sustracción de la cantidad de cloro comercial y el volumen de cloro por día.

El cloro diluido se aplicará a una taza de 2.02 l/h, este valor es el cociente del volumen de cloro diario entre las 24 horas del día, cada uno de los cálculos se detallan en la tabla 34.

Tabla 34: Desinfección

Requerimiento según la norma y aplicación		
ITEMS	Cantidades	U/M
Hipo cloración para capacidades menores de:	1	kg / día
Caudales como máximo	8	l/s
Concentración de hipoclorito comercial	130	gr/l
Caudal del proyecto	5.25	l/s
Cantidad de litros de cloro comercial diario	7.46	l/día
Cálculo de la capacidad		
Volumen por día	48.5	l/día
Dosis de cloro a aplicar (C)	2.13	mg/l
Capacidad (C _a)	0.97	kg cloro/día
Forma de aplicación		
Dilución hasta hipoclorito al 2%	41.04	ltrs
Concentración de la solución de hipoclorito	2%	Según la NTON 09-003-99 1% al 3%
Aplicación de solución de cloro al 2%	2.02	l/h

Fuente: Elaboración propia

4.5.11 Almacenamiento

El tanque será ubicado en las coordenadas X= 597725.223 Y=1548426.204 Z=808.22 y se construirá de concreto reforzado de acuerdo al plano típico de diseño lamina 1.

Se confirmó que la cota del terreno en que será localizado el tanque (808.22 msnm), es la más óptima por su fácil acceso y cercanía a la población, además de que alcanza la altura hidrostática necesaria para cumplir con las presiones y velocidades en la red de distribución, esto de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma NTON 09 007 – 19, pág. 28 – 33.

4.5.11.1 Volumen de almacenamiento

El tanque se dimensionó a partir de los criterios establecidos en la norma NTON 09 007 – 19, pág. 32 – 33, se considera un volumen compensador y un volumen de reserva, estos valores fueron conocidos calculando las siguientes ecuaciones.

- Volumen compensador

Vol. compensador = 25% (CPD + Pérdidas)

Vol. compensador = $0.25 \times (3.18 \text{ l/s} + 0.48 \text{ l/s})$

Vol. compensador = $0.915 \text{ l/s} \approx 79 \text{ m}^3$

- Volumen de reserva

Vol. reserva = 15% CPD

Vol. reserva = $0.15 \times 3.18 \text{ l/s}$

Vol. reserva = $0.48 \text{ l/s} \approx 41 \text{ m}^3$

Tal a como se observa se conoció un volumen compensador de 79 m^3 y un volumen de reserva de 41 m^3 , es decir que el tanque será construido para almacenar un volumen total de agua de 120 m^3 .

4.5.12 Análisis hidráulico del sistema de abastecimiento

La simulación hidráulica de todos los componentes del sistema (línea de aducción y red de distribución) se realizó con “EPANET”, el cual se configuró para pérdidas de cargas calculadas con Hazen-Williams, caudales en litros por segundo, altura y presión en metros.

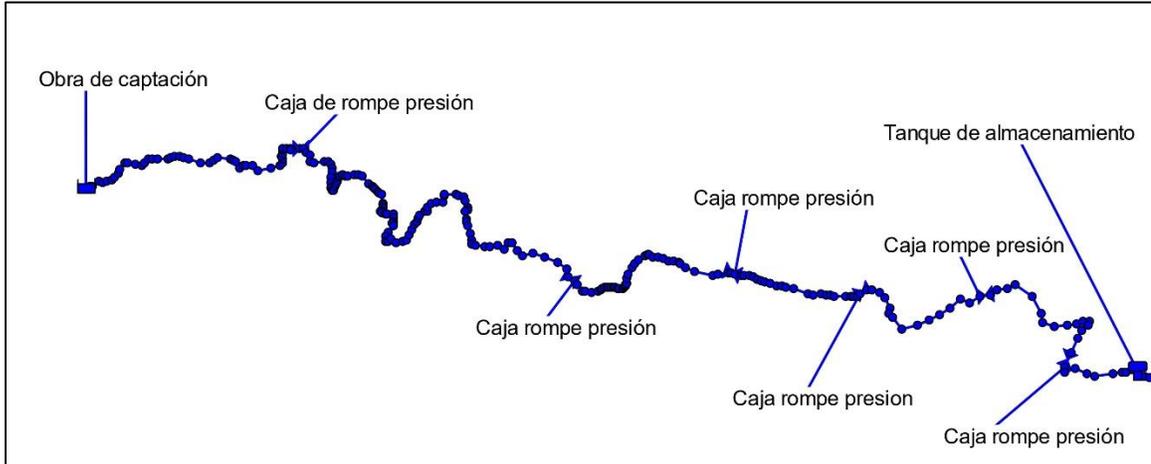
4.6.11.1 Simulación hidráulica línea de aducción

Se simuló la línea de aducción (como se muestra en la figura 22) que tiene una longitud de 5733.51 m y ha sido diseñada con tubería PVC SDR 26 ASTM D2241, dividida en tramos de acuerdo a sus diámetros de 3 y 2 pulgadas.

Desde la fuente al tanque la línea de aducción tiene una carga estática de 319 m , a lo largo de su longitud fue necesario instalar 6 cajas rompe presión. Las velocidades varían entre 1 a 2.16 m/s cumpliendo con los rangos establecidos en

el (MIFIC, 2020, pág. 29), en general los resultados hidráulicos se presentan en las tablas número 35 y 36.

Figura 22: Simulación hidráulica de la línea de aducción



Fuente: Elaboración propia

Tabla 35: Características hidráulica de la tubería - línea de aducción

	Cota (m)		Altura (m)		Presión	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Tramo 1 - SDR26 — 3"	1088.73	1128.55	1116.92	1128.55	0	31.5
Tramo 2 - SDR26 — 3"	1031.27	1088.73	1065.71	1087.18	0	34.4
Tramo 3 - SDR26 — 3"	975.22	1031.27	1019.7	1028.42	0	44.65
Tramo 4 - SDR26 — 3"	930.75	975.22	969.24	975.22	0	38.5
Tramo 5 - SDR26 — 3"	882.02	930.75	922.18	928.89	0	40.16
Tramo 6 - SDR26 — 3"	836.74	882.02	872.34	879.69	0	35.6
Tramo 7 - SDR26 — 2"	808.22	836.74	808.22	830.23	0.02	8.51

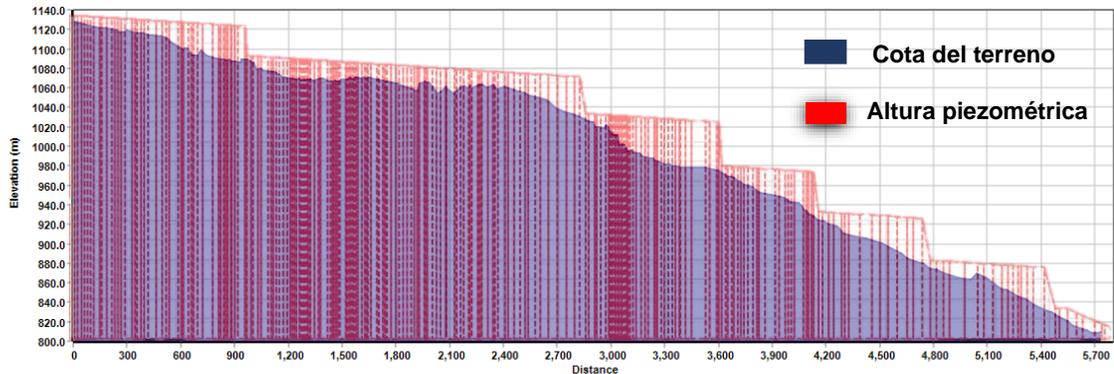
Fuente: Elaboración propia

Tabla 36: Características hidráulica de los nodos - línea de aducción

ID línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Tramo 1 - SDR26 — 3"	996.81	82.04	5.26	1	11.67
Tramo 2 - SDR26 — 3"	1839.26	82.04	5.26	1	11.67
Tramo 3 - SDR26 — 3"	746.70	82.04	5.26	1	11.67
Tramo 4 - SDR26 — 3"	512.19	82.04	5.26	1	11.67
Tramo 5 - SDR26 — 3"	574.58	82.04	5.26	1	11.67
Tramo 6 - SDR26 — 3"	629.65	82.04	5.26	1	11.67
Tramo 7 - SDR26 — 2"	254.87	55.7	5.26	2.16	76.96

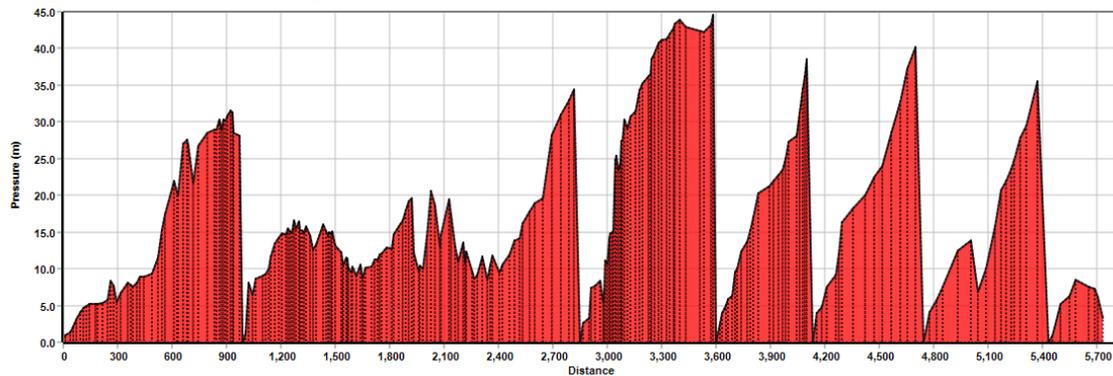
Fuente: Elaboración propia

Figura 23: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (línea de aducción)



Fuente: Elaboración propia

Figura 24: Perfil longitudinal de presiones (línea de aducción)

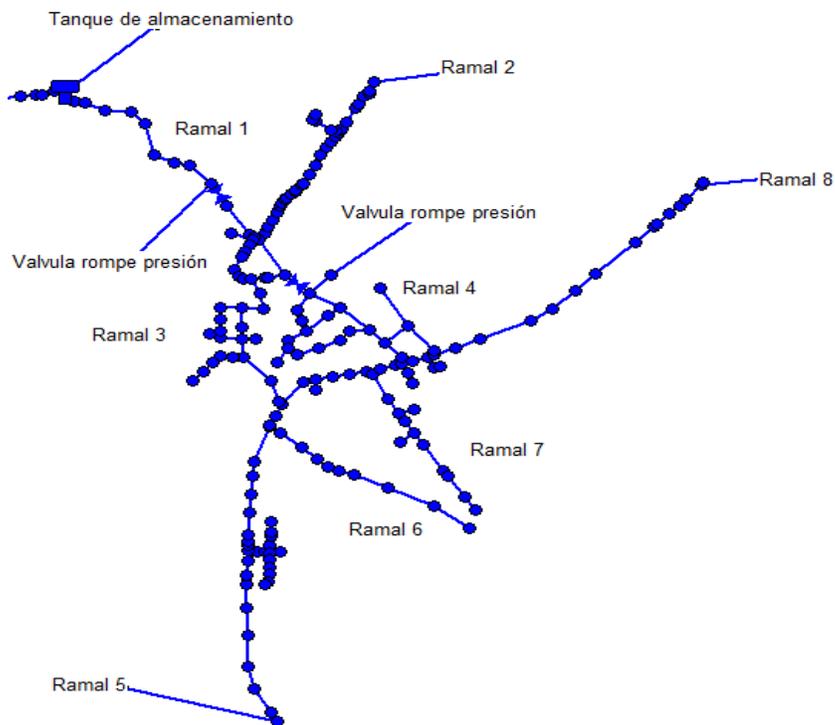


Fuente: Elaboración propia

4.6.11.2 Simulación red de distribución

Se simuló la red de distribución en ocho sectores que se han determinado según la distribución espacial de los usuarios como se muestra en la figura 25. En total la red de distribución tiene una longitud de 7 km y se diseñó con diámetros de tubería PVC SDR 26 de 3 y 1 1/2 pulgadas, a través de los cuales circula y se distribuye un caudal máximo horario equivalente a 8.43 lps.

Figura 25: Simulación hidráulica red de distribución



Fuente: Elaboración propia

En la tabla número 37 se presenta la distribución del caudal máximo horario según la demanda de cada uno de los ocho tramos de la red, la asignación de caudales a cada sector se basó en el número de viviendas que recibirán el servicio, optándose por este método debido a que las longitudes no se relacionan con la cantidad de viviendas que en ellas hay; poniendo por ejemplo haber una gran longitud con pocas viviendas o por el contrario una longitud pequeña con muchas viviendas.

Tabla 37: Distribución del caudal máximo horario

Ramales	Longitud (m)	Cantidad de viviendas	Caudal (l/s)
Ramal 1	605.71	26	0.48
Ramal 2	580.01	55	1.03
Ramal 3	1056.75	86	1.61
Ramal 4	1346.39	81	1.52
Ramal 5	1043.1	73	1.37
Ramal 6	526.79	21	0.39
Ramal 7	826.61	49	0.91
Ramal 8	1026	58	1.08
Total	7012.17	449	8.43

Fuente: Elaboración propia

Desde el tanque al final de la red de distribución hay una carga estática de 123.91 m y fue necesario instalar dos válvulas rompe presión, además de válvulas de limpieza y válvulas de admisión y expulsión de aire, las características hidráulicas de la red de distribución se presentan en anexos tablas 57 - 72, y se describen en ocho tramos y de acuerdo al diámetro de tubería.

- Ramal 1

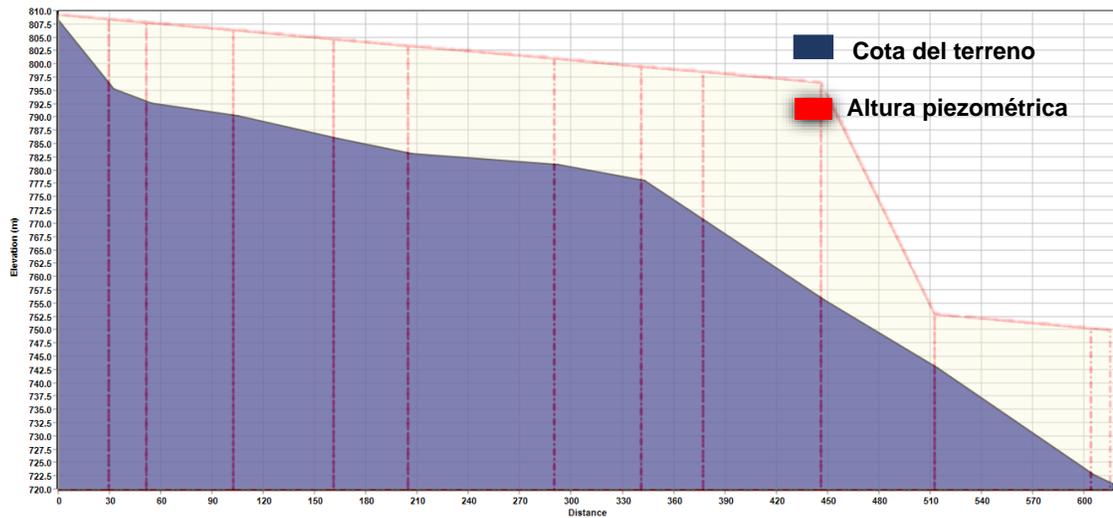
El presente tramo se ha diseñado con tubería PVC SDR 26 ASTM D2241 diámetro de 3 pulgadas, tiene una longitud de 617.05 m, cumpliendo así con las velocidades y presiones permitidas por el (MIFIC, 2020, pág. 29), siendo necesario instalar una válvula reguladora de presión. En general los detalles se presentan a continuación en las tablas número 38,46 y en las figuras 26 y 27.

Tabla 38: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 1)

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Caudal (l/s)	Presión (m)		Altura (m)	
			Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
82.04	605.95	8.43	10	40.07	750.15	808.24
82.04	11.10	8.31	27.43	28.95	749.85	750.15

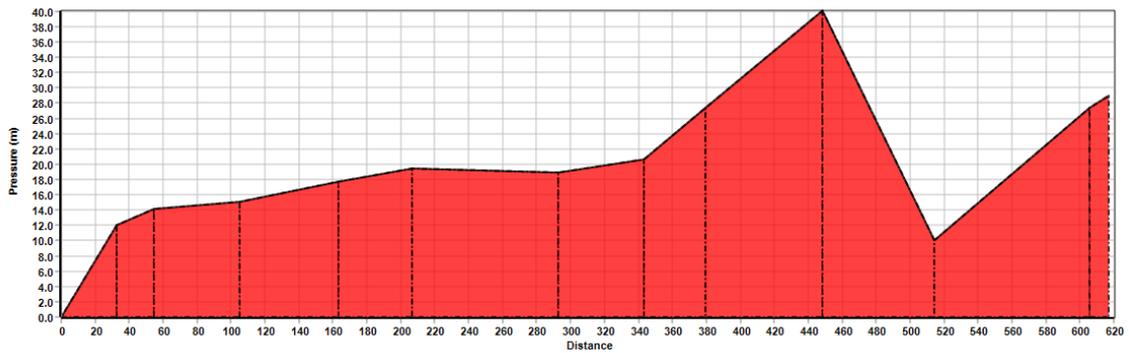
Fuente: Elaboración propia

Figura 26: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 1)



Fuente: Elaboración propia

Figura 27: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 1)



Fuente: Elaboración propia

- Ramal 2

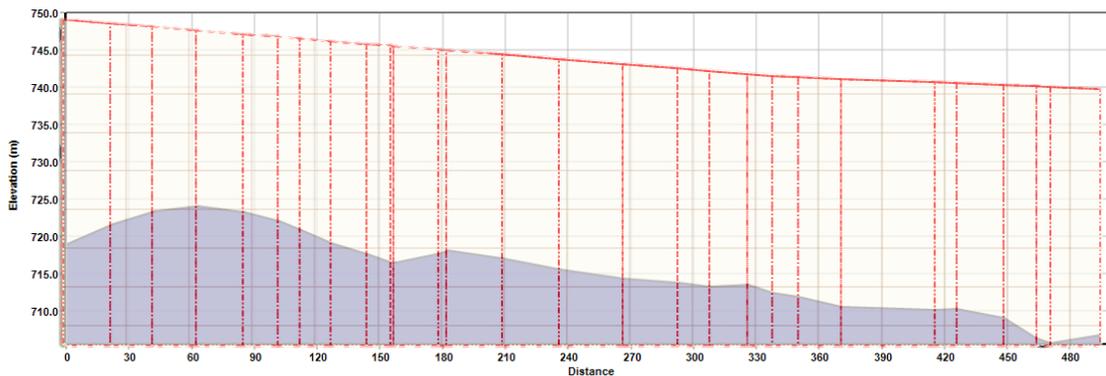
Para este tramo se diseñó con tubería PVC SDR 26 ASTM D2241 diámetro de 1 1/2 de pulgada tiene una longitud de 580.016 m, cumpliendo de esta manera con las presiones, más sin embargo no con las velocidades en ciertas partes del ramal según los rangos establecidos en el (MIFIC, 2020, pág. 29). En general los detalles se presentan a continuación en las tablas número 39,47 y en las figuras 28 y 29.

Tabla 39: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 2)

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Caudal (l/s)	Presión (m)		Altura (m)	
			Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
38.91	338.16	1.03	24.23	30.59	742.27	749.59
38.91	156.6	0.89	29.85	35.25	740.67	742.27
38.91	85.3	0.34	11.63	29.85	742.03	742.27

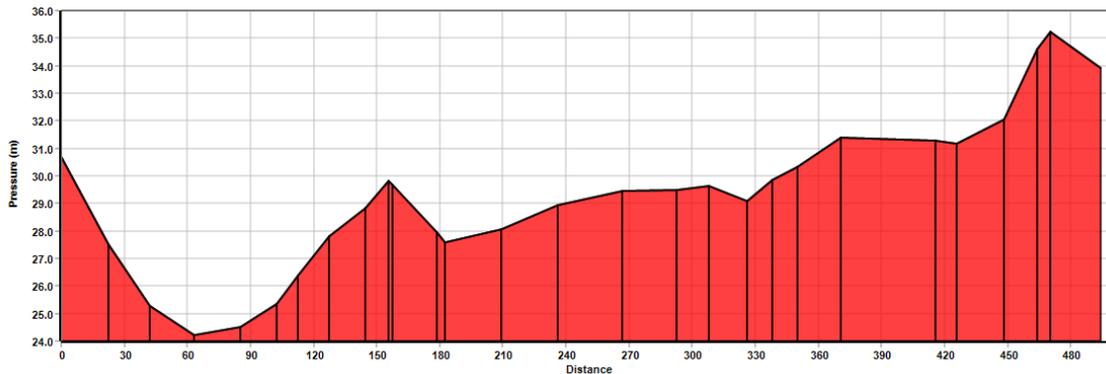
Fuente: Elaboración propia

Figura 28: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 2)



Fuente: Elaboración propia

Figura 29: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 2)



Fuente: Elaboración propia

- Ramal 3

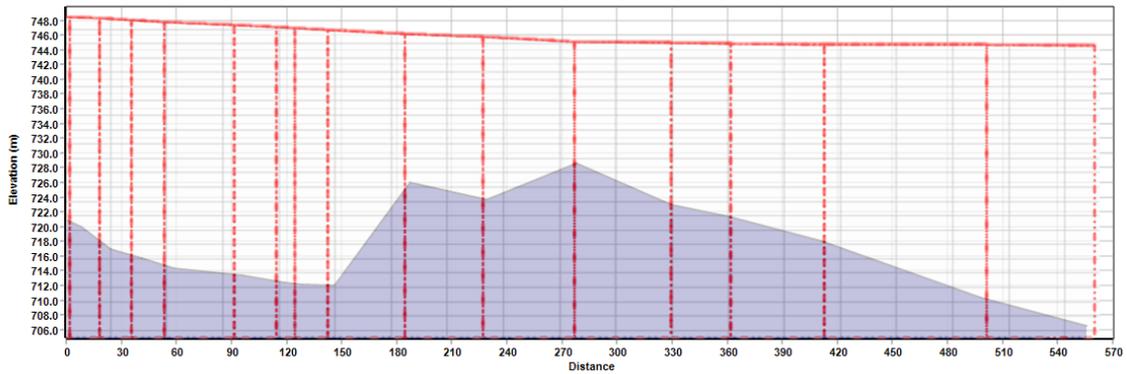
El tercer tramo se diseñó con tubería PVC SDR 26 ASTM D2241 diámetro de 1 ^{1/2} de pulgada, tiene una longitud de 1056.92 m, cumpliendo así con las presiones permitidas, pero no con las velocidades en la mayor parte del ramal según los rangos permitidos en el (MIFIC, 2020, pág. 29). En general los detalles se presentan a continuación en las tablas número 40,48 y en las figuras 30 y

Tabla 40: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 3)

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Caudal (l/s)	Presión (m)		Altura (m)	
			Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
44.55	195.18	1.12	28.56	36.08	747.95	749.85
44.55	131.69	1.08	17.71	35.96	746.94	747.95
44.55	180.6	0.54	11.95	27.94	745.91	746.35
44.55	473.63	0.27	11.95	39.21	745.77	746.20
44.55	77.76	0.23	35.96	38.10	747.95	748

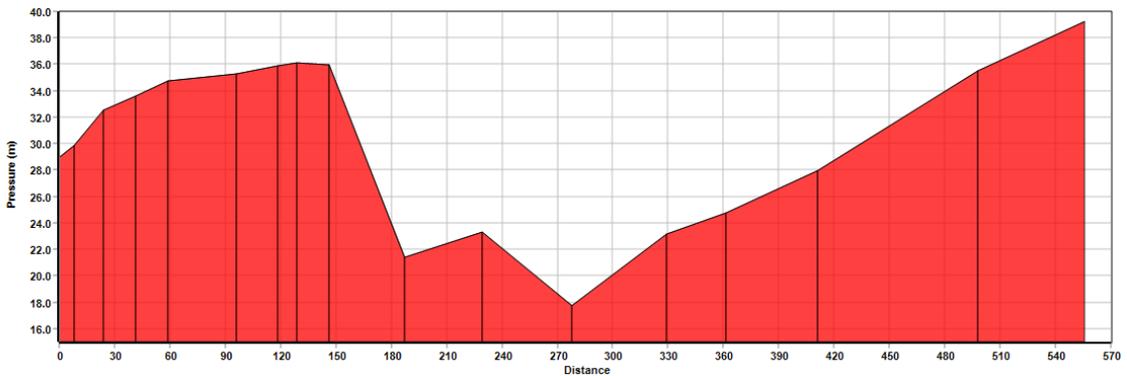
Fuente: Elaboración propia

Figura 30: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 3)



Fuente: Elaboración propia

Figura 31: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 3)



Fuente: Elaboración propia

- Ramal 4

Para el cuarto tramo se diseñó con tubería PVC SDR 26 ASTM D2241 diámetros de 3 y 1 ½ pulgada, tiene una longitud de 1358.53 m.

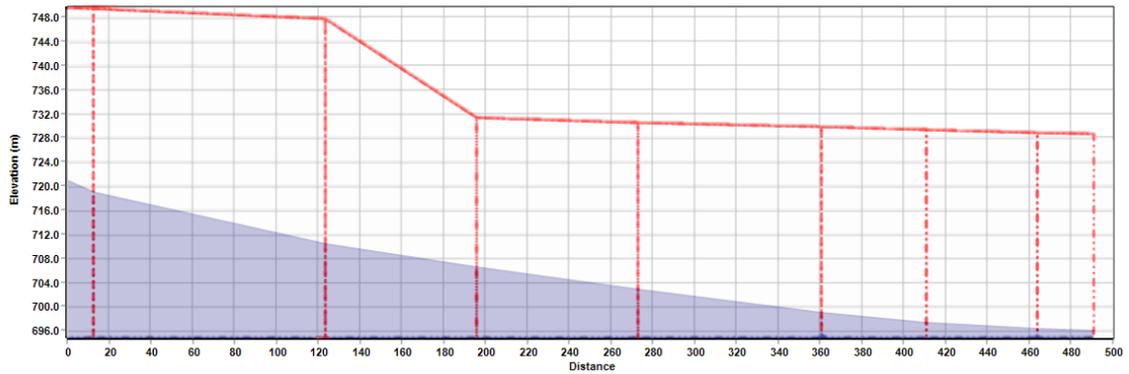
Fue necesario instalar una caja rompe presión, cumpliendo de esta manera con valores permitido de presiones, más sin embargo existen irregularidades en las velocidades estando dentro y fuera del rango establecido en el (MIFIC, 2020, pág. 29) , en general los detalles se presentan a continuación en la tabla número 41,49 y en las figuras 32 y 33.

Tabla 41: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 4)

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Caudal (l/s)	Presión (m)		Altura (m)	
			Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
82.04	1250.25	6.91	25	37.67	728.84	749.85
44.55	108.28	0.10	25	30.61	729.25	731.55

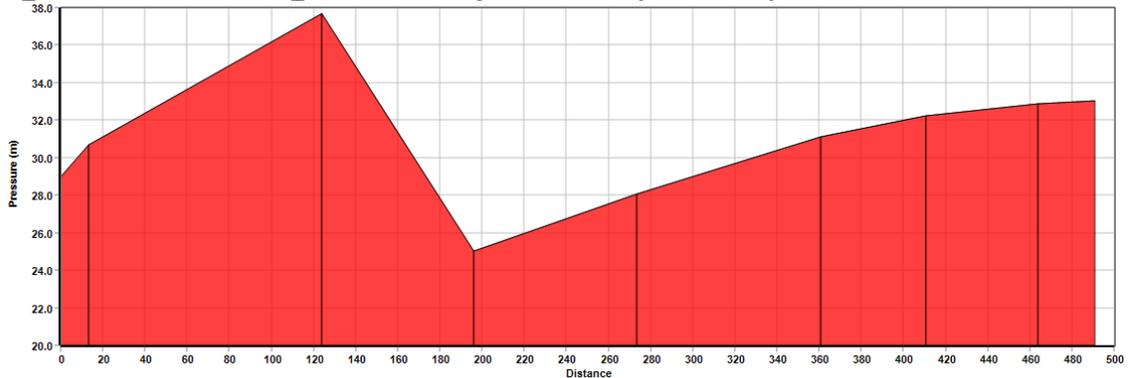
Fuente: Elaboración propia

Figura 32: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 4)



Fuente: Elaboración propia

Figura 33: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 4)



Fuente: Elaboración propia

- Ramal 5

Para el quinto tramo se diseñó con tubería PVC SDR 26 ASTM D2241 diámetros de 1 ½ pulgada, tiene una longitud de 1047.37 m, cumpliendo de esta manera con las presiones, más sin embargo no con las velocidades en ciertas partes del ramal

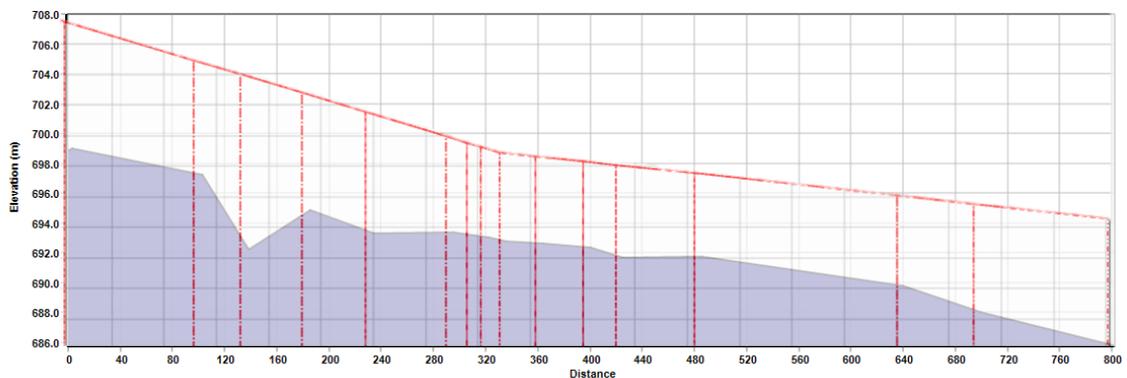
según los rangos establecidos en el (MIFIC, 2020, pág. 29). En general los detalles se presentan a continuación en la tabla número 42,50 y en las figuras 34 y 35.

Tabla 42: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 5)

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Caudal (l/s)	Presión (m)		Altura (m)	
			Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
44.55	336.62	1.62	6.14	8.75	698.33	707.60
44.55	464.51	0.93	5.82	8.83	694.52	698.33
44.55	74.28	0.46	6.05	9.26	698.80	698.83
44.55	171.95	0.23	7.08	8.67	689.74	698.80

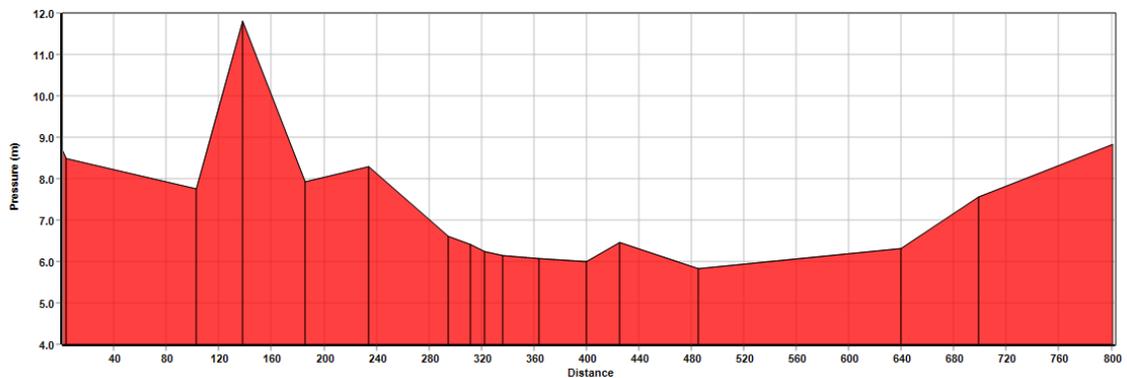
Fuente: Elaboración propia

Figura 34: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 5)



Fuente: Elaboración propia

Figura 35: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 5)



Fuente: Elaboración propia

- Ramal 6

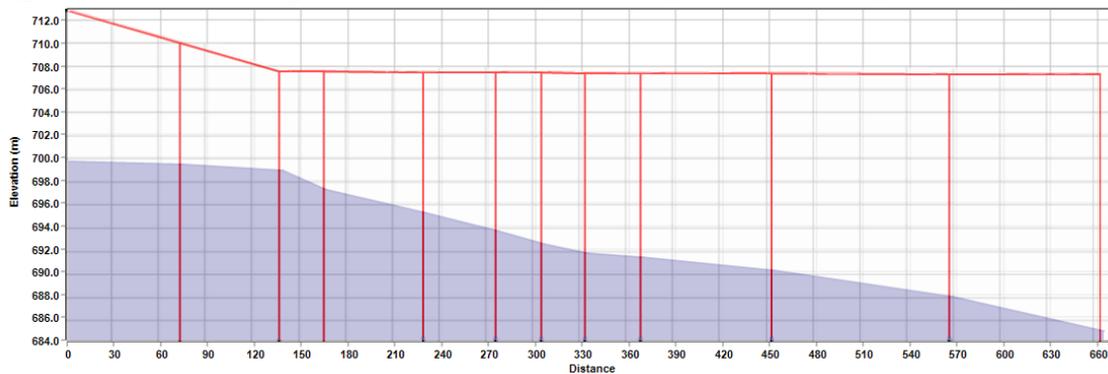
El sexto tramo se diseñó con tubería PVC SDR 26 ASTM D2241 diámetros de 1 ½ pulgada, tiene una longitud de 649.31m, cumpliendo de esta manera con valores permitido de presiones, más sin embargo existen irregularidades en las velocidades estando dentro y fuera del rango establecido en el (MIFIC, 2020, pág. 29). En general los detalles se presentan a continuación en la tabla número 43,51 y en las figuras 36 y 37.

Tabla 43: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 6)

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Caudal (l/s)	Presión (m)		Altura (m)	
			Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
44.55	167.57	2.01	8.75	14.90	707.60	714.06
44.55	231.8	0.26	8.55	16.116	707.39	707.60
44.55	294.94	0.13	16.16	22.54	707.32	707.39

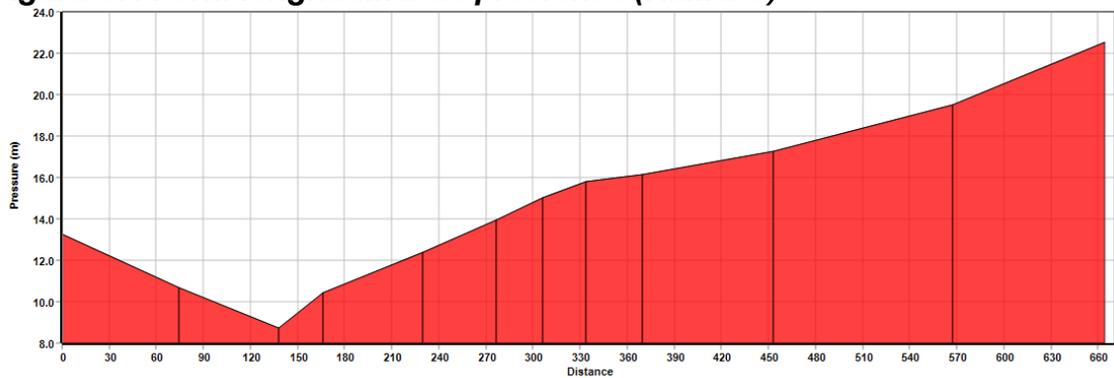
Fuente: Elaboración propia

Figura 36: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 6)



Fuente: Elaboración propia

Figura 37: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 6)



Fuente: Elaboración propia

- Ramal 7

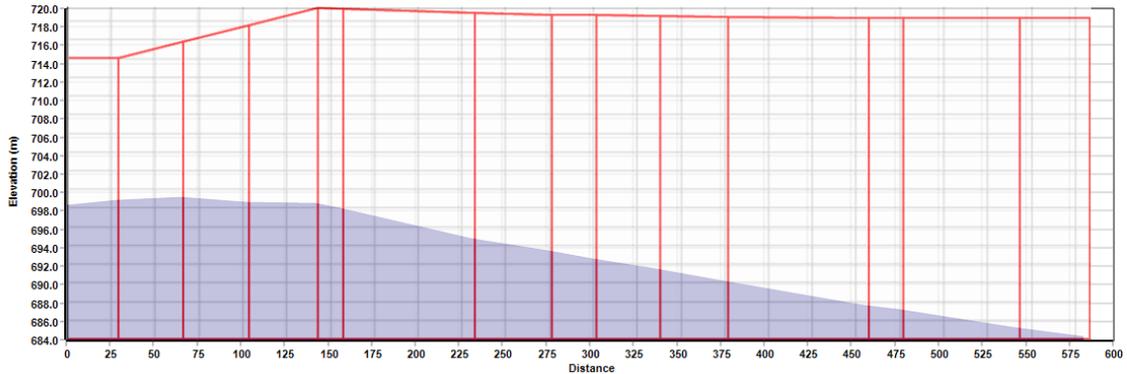
El tramo número 7 se diseñó con tubería PVC SDR 26 ASTM D2241 diámetros de 1 ½ pulgada, tiene una longitud de 692.82 m, cumpliendo de esta manera con las presiones, más sin embargo no con las velocidades en ciertas partes del ramal según los rangos establecidos en el (MIFIC, 2020, pág. 29). En general los detalles se presentan a continuación en la tabla número 44,52 y en las figuras 38 y 39.

Tabla 44: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 7)

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Caudal (l/s)	Presión (m)		Altura (m)	
			Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
44.55	147.85	2.24	14.90	20.63	714.04	719.42
44.55	133.57	0.68	20.63	25.02	718.71	719.42
44.55	206.56	0.22	28.05	33.99	718.31	718.45

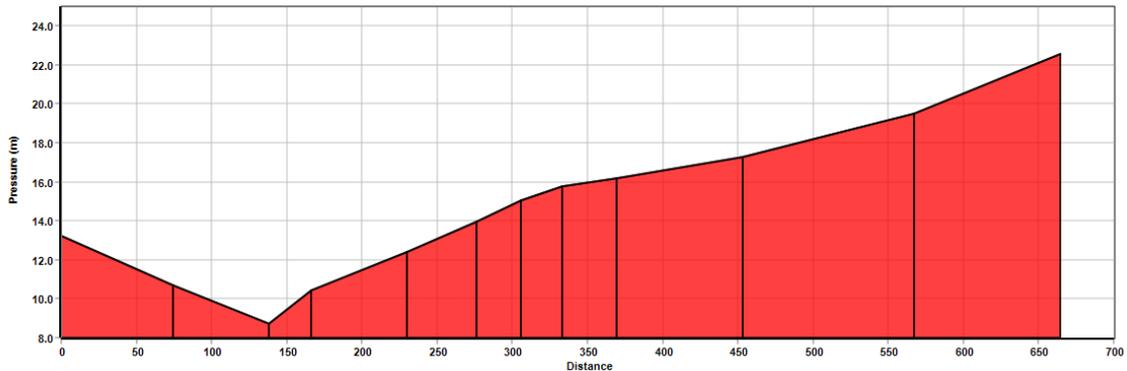
Fuente: Elaboración propia

Figura 38: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 7)



Fuente: Elaboración propia

Figura 39: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 7)



Fuente: Elaboración propia

- Ramal 8

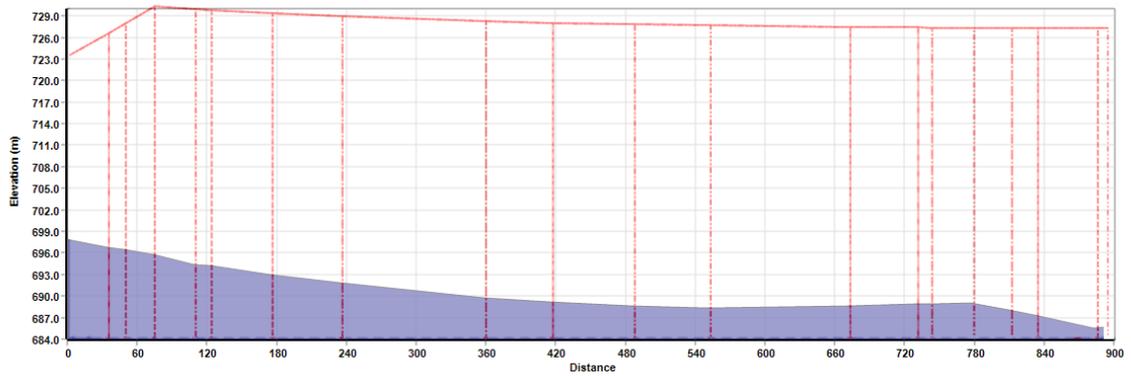
El octavo tramo se diseñó con tubería PVC SDR 26 ASTM D2241 diámetros de 1 ½ pulgada, tiene una longitud de 1026 m, cumpliendo de esta manera con valores permitido de presiones, más sin embargo existen irregularidades en las velocidades estando dentro y fuera del rango establecido en el (MIFIC, 2020, pág. 29). En general los detalles se presentan a continuación en la tabla número 45,53 y en las figuras 40 y 41.

Tabla 45: Características hidráulicas red de distribución (Ramal 8)

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Caudal (l/s)	Presión (m)		Altura (m)	
			Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
44.55	109.62	3.14	24.16	29.99	722.07	728.84
44.55	561.11	0.44	37.34	37.81	725.94	726.52
44.55	263.44	0.22	37.34	40.30	725.81	725.94

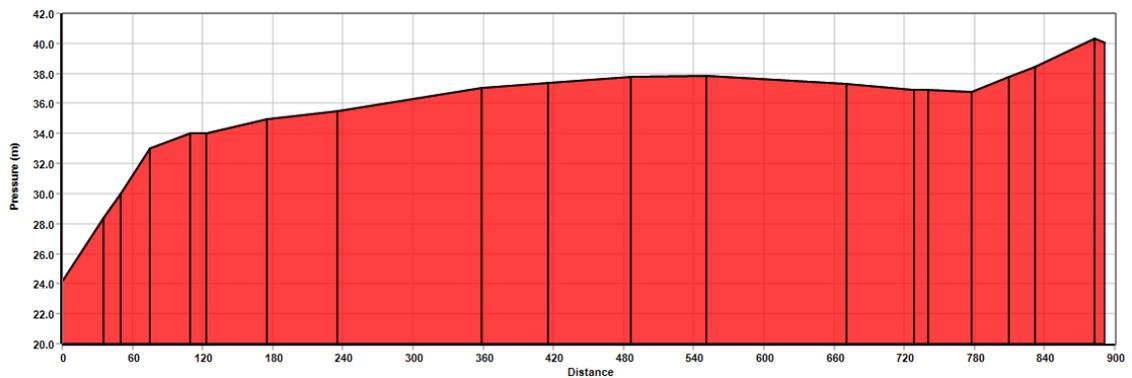
Fuente: Elaboración propia

Figura 40: Perfil longitudinal de cota y altura piezométrica (Ramal 8)



Fuente: Elaboración propia

Figura 41: Perfil longitudinal de presiones (Ramal 8)



Fuente: Elaboración propia

4.6.11.3 Análisis de velocidades en la red de distribución

Una vez adoptado el diámetro para los diferentes tramos en la red de distribución y asignado la demanda en los nodos, se realizó el análisis hidráulico en el estado de régimen permanente obtenido así las velocidades presentes en la red.

Se ha observado que el comportamiento de la velocidad del fluido, fluctúan significativamente a lo largo de todo su trayecto. En determinados tramos de la red, las velocidades registradas están dentro de los parámetros establecidos, garantizando un flujo óptimo y un funcionamiento eficiente del sistema. Sin embargo, en otros segmentos, las velocidades presentan variaciones significativas, no cumpliendo con los valores preestablecidos en la norma técnica obligatoria nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 29.

A continuación en las tablas 46 hasta la 53, se muestran las velocidades para cada uno de los tramos.¹

Tabla 46: Velocidades en la red de distribución (Ramal 1)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Pipe RM1-1	32.39	82.04	1.6
Pipe RM1-2	21.93	82.04	1.6
Pipe RM1-3	50.61	82.04	1.6
Pipe RM1-4	58.63	82.04	1.6
Pipe RM1-5	43.64	82.04	1.6
Pipe RM1-6	85.38	82.04	1.6
Pipe RM1-7	50.43	82.04	1.6
Pipe RM1-8	36.41	82.04	1.6
Pipe RM1-9	68.94	82.04	1.6
Valve RM1-10	6.16	82.04	1.6
Pipe RM1-11	91.42	82.04	1.6
Pipe RM1-12	11.1	82.04	1.57

Fuente: Elaboración propia

¹ El color verde simboliza las velocidades que cumplen los rangos de diseño entre 0.6 - 5 m/s, mientras que el color naranja simboliza todas aquellas velocidades por debajo de 0.6 m/s.

Tabla 47: Velocidades en la red de distribución (Ramal 2)

Link ID	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Pipe RM2-1	22.3	44.55	0.87
Pipe RM2-2	22.3	44.55	0.87
Pipe RM2-2	19.99	44.55	0.66
Pipe RM2-3	20.74	44.55	0.66
Pipe RM2-4	22.25	44.55	0.66
Pipe RM2-5	16.94	44.55	0.66
Pipe RM2-6	10.53	44.55	0.66
Pipe RM2-7	10.22	44.55	0.66
Pipe RM2-8	4.376	44.55	0.66
Pipe RM2-9	17.5	44.55	0.66
Pipe RM2-10	11.02	44.55	0.66
Pipe RM2-11	1.72	44.55	0.66
Pipe RM2-12	21.21	44.55	0.66
Pipe RM2-13	3.89	44.55	0.66
Pipe RM2-14	26.72	44.55	0.66
Pipe RM2-15	27.02	44.55	0.66
Pipe RM2-16	30.45	44.55	0.66
Pipe RM2-17	26.01	44.55	0.66
Pipe RM2-18	15.28	44.55	0.66
Pipe RM2-19	18.1	44.55	0.66
Pipe RM2-20	11.85	44.55	0.66
Pipe RM2-26	12.36	44.55	0.44
Pipe RM2-28	44.74	44.55	0.44
Pipe RM2-29	10.21	44.55	0.44
Pipe RM2-30	22.51	44.55	0.44
Pipe RM2-31	15.77	44.55	0.44
Pipe RM2-32	6.611	44.55	0.44
Pipe RM2-33	23.76	44.55	0.44

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48: Velocidades en la red de distribución (Ramal 3)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Pipe RM3-1	8.25	44.55	0.74
Pipe RM3-2	49.83	44.55	0.02
Pipe RM3-3	15.97	44.55	0.72
Pipe RM3-4	17.19	44.55	0.72
Pipe RM3-5	17.38	44.55	0.72
Pipe RM3-6	37.13	44.55	0.72
Pipe RM3-7	23	44.55	0.72
Pipe RM3-8	9.927	44.55	0.72
Pipe RM3-9	17.4	44.55	0.72
Pipe RM3-10	38.06	44.55	0.15
Pipe RM3-11	8.43	44.55	0.15
Pipe RM3-12	31.27	44.55	0.15
Pipe RM3-13	41.28	44.55	0.69
Pipe RM3-14	41.83	44.55	0.69
Pipe RM3-15	48.58	44.55	0.69
Pipe RM3-16	51.53	44.55	0.34
Pipe RM3-17	32.2	44.55	0.34
Pipe RM3-18	47	44.55	0.35
Pipe RM3-19	32.56	44.55	0.18
Pipe RM3-20	28.63	44.55	0.18
Pipe RM3-21	17.83	44.55	0.18
Pipe RM3-22	26.06	44.55	0.02
Pipe RM3-23	48.34	44.55	0.16
Pipe RM3-24	32.09	44.55	0.02
Pipe RM3-25	49.87	44.55	0.31
Pipe RM3-26	86.49	44.55	0.15
Pipe RM3-27	58	44.55	0.15
Pipe RM3-28	24.14	44.55	0.15
Pipe RM3-29	27.17	44.55	0.15
Pipe RM3-30	24.43	44.55	0.15
Pipe RM3-31	32.76	44.55	0.15
Pipe RM3-32	32.13	44.55	0.15

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49: Velocidades en la red de distribución (Ramal 4)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Pipe RM4-1	13.17	82.04	1.31
Pipe RM4-2	110.86	82.04	1.11
Valve RM4-3	7.02	82.04	1.07
Pipe RM4-5	65.49	44.55	0.14
Pipe RM4-6	56	44.55	0.48
Pipe RM4-7	28.68	44.55	0.48
Pipe RM4-8	28.8	44.55	0.48
Pipe RM4-9	36.11	44.55	0.07
Pipe RM4-10	61.15	44.55	0.07
Pipe RM4-11	51.04	44.55	0.42
Pipe RM4-12	20.91	44.55	0.42
Pipe RM4-13	42.86	44.55	0.14
Pipe RM4-14	25.2	44.55	0.28
Pipe RM4-15	53.05	44.55	0.28
Pipe RM4-16	50.21	44.55	0.28
Pipe RM4-17	30.42	44.55	0.28
Pipe RM4-18	44.53	44.55	0.28
Pipe RM4-19	77.44	82.04	0.89
Pipe RM4-20	87.53	82.04	0.86
Pipe RM4-21	50.1	82.04	0.91
Pipe RM4-22	53.15	82.04	0.82
Pipe RM4-23	26.76	82.04	0.82
Pipe RM4-24	66.89	44.55	0.28
Pipe RM4-25	87.44	44.55	0.14
Pipe RM4-26	119.68	44.55	0.14

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50: Velocidades en la red de distribución (Ramal 5)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Pipe RM5-1	99.16	44.55	1.04
Pipe RM5-2	35.68	44.55	1.04
Pipe RM5-3	47.21	44.55	1.04
Pipe RM5-4	48.47	44.55	1.04
Pipe RM5-5	61.14	44.55	1.04
Pipe RM5-6	16.53	44.55	1.04
Pipe RM5-7	10.56	44.55	1.04
Pipe RM5-8	14.37	44.55	1.04
Pipe RM5-9	3.4	44.55	0.29
Pipe RM5-10	17.52	44.55	0.29
Pipe RM5-11	16.03	44.55	0.29
Pipe RM5-12	15.95	44.55	0.29
Pipe RM5-13	21.38	44.55	0.01
Pipe RM5-14	14.9	44.55	0.15
Pipe RM5-15	22.75	44.55	0.15
Pipe RM5-16	13.75	44.55	0.15
Pipe RM5-17	25.35	44.55	0.15
Pipe RM5-18	7.627	44.55	0.14
Pipe RM5-19	17.34	44.55	0.14
Pipe RM5-20	19.94	44.55	0.14
Pipe RM5-21	15.92	44.55	0.14
Pipe RM5-22	22.09	44.55	0.14
Pipe RM5-23	12.29	44.55	0.14
Pipe RM5-24	27.1	44.55	0.6
Pipe RM5-25	36.48	44.55	0.6
Pipe RM5-26	25	44.55	0.6
Pipe RM5-27	60.37	44.55	0.6
Pipe RM5-28	73.63	44.55	0.6
Pipe RM5-29	80.78	44.55	0.6
Pipe RM5-30	59.06	44.55	0.6
Pipe RM5-31	74.62	44.55	0.6
Pipe RM5-32	27.47	44.55	0.6
Pipe RM5-33	3.5	44.55	1.04

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51: Velocidades en la red de distribución (Ramal 6)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Pipe RM6-1	29.82	44.55	1.29
Pipe RM6-2	74.13	44.55	1.29
Pipe RM6-3	34.11	44.55	1.29
Pipe RM6-4	29.51	44.55	1.29
Pipe RM6-5	28.29	44.55	0.17
Pipe RM6-6	63.87	44.55	0.17
Pipe RM6-7	46.55	44.55	0.17
Pipe RM6-8	29.58	44.55	0.17
Pipe RM6-9	27.59	44.55	0.17
Pipe RM6-10	35.92	44.55	0.17
Pipe RM6-11	83.76	44.55	0.08
Pipe RM6-12	114.03	44.55	0.08
Pipe RM6-13	97.15	44.55	0.08

Fuente: Elaboración propia

Tabla 52: Velocidades en la red de distribución (Ramal 7)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Pipe RM7-1	28.84	44.55	0.15
Pipe RM7-2	36.86	44.55	1.44
Pipe RM7-3	37.9	44.55	1.44
Pipe RM7-4	38.87	44.55	1.44
Pipe RM7-5	34.22	44.55	1.88
Pipe RM7-6	14.69	44.55	0.44
Pipe RM7-7	74.97	44.55	0.44
Pipe RM7-8	43.91	44.55	0.44
Pipe RM7-9	36.19	44.55	0.08
Pipe RM7-10	25.85	44.55	0.36
Pipe RM7-11	36.53	44.55	0.36
Pipe RM7-12	39.01	44.55	0.07
Pipe RM7-13	38.42	44.55	0.29
Pipe RM7-14	80.14	44.55	0.14
Pipe RM7-15	20.13	44.55	0.14
Pipe RM7-16	66.2	44.55	0.14
Pipe RM7-17	40.09	44.55	0.14

Fuente: Elaboración propia

Tabla 53: Velocidades en la red de distribución (Ramal 8)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Pipe RM8-1	35.28	44.55	2.02
Pipe RM8-2	14.41	44.55	2.02
Pipe RM8-3	27.51	44.55	0.08
Pipe RM8-5	25.09	44.55	2.09
Pipe RM8-6	34.84	44.55	0.7
Pipe RM8-7	30.28	44.55	0.14
Pipe RM8-8	13	44.55	0.14
Pipe RM8-9	13.96	44.55	0.56
Pipe RM8-10	51.6	44.55	0.56
Pipe RM8-11	60.09	44.55	0.56
Pipe RM8-12	123.53	44.55	0.42
Pipe RM8-13	56.66	44.55	0.42
Pipe RM8-14	70.6	44.55	0.28
Pipe RM8-15	64.61	44.55	0.28
Pipe RM8-16	120.06	44.55	0.28
Pipe RM8-17	57.99	44.55	0.14
Pipe RM8-18	12.19	44.55	0.14
Pipe RM8-19	36.31	44.55	0.14
Pipe RM8-20	32.37	44.55	0.14
Pipe RM8-21	22.39	44.55	0.14
Pipe RM8-22	51.11	44.55	0.14
Pipe RM8-23	8.004	44.55	0.14

Fuente: Elaboración propia

4.6.11.4 Válvulas en la red de distribución

En el diseño hidráulico de la red de distribución se han instalado un total de 24 válvulas con el objetivo de realizar el control de flujo en la operación de la misma o bien para mantenimiento rutinario o por desperfectos que pueda presentar. Estas se distribuyen en 11 válvulas de limpieza y para minimizar el golpe de ariete por efecto neumático se instalaron 11 válvulas de ventosa las que permitirán la expulsión de aire al momento de llenado de la red y la admisión del aire en su vaciado; así mismo fue necesario ubicar 2 válvulas reguladoras de presión, las

que aseguraran presiones mínimas de 5 m y máximas de 50 m. En la tabla 54 se presenta un resumen de las válvulas que se instalaron en la red.

Tabla 54: Válvulas en la red de distribución

Ubicación	Tipo de válvulas		
	Aire	Limpieza	Reguladora de presión
Ramal 1	2	1	1
Ramal 2	3	2	-
Ramal 3	2	2	-
Ramal 4	-	1	1
Ramal 5	2	2	-
Ramal 6	-	1	-
Ramal 7	1	1	-
Ramal 8	1	1	-

Fuente: Elaboración propia

4.6.11.5 Simulación demanda cero

Con el propósito de conocer las máximas presiones hidrostáticas en la red de distribución se realizó una simulación con demanda cero, creando de este modo un escenario con consumo mínimo, es decir, que en la red no haya pérdidas de carga por fricción lo que provoco el aumento de las presiones en la misma.

En general se encontraron presiones mínimas de 10 m y máximas de 52.62 m, dentro del rango mínimo de 5 m y por encima del máximo de 50 m establecidas por la norma técnica obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19, 2020, pág. 29.

Pero menor a la capacidad maxima resistente de la tuberia PVC SDR 26 según el manual de tubosistemas (Amanco, 2006, pág. 26) esta soporta presiones máximas de hasta 112 m.

Los resultados de la simulación se presentan en anexos págs. XXXV-XL y en las tablas de la 73 a la 80, para cada tramo de la red de distribución.

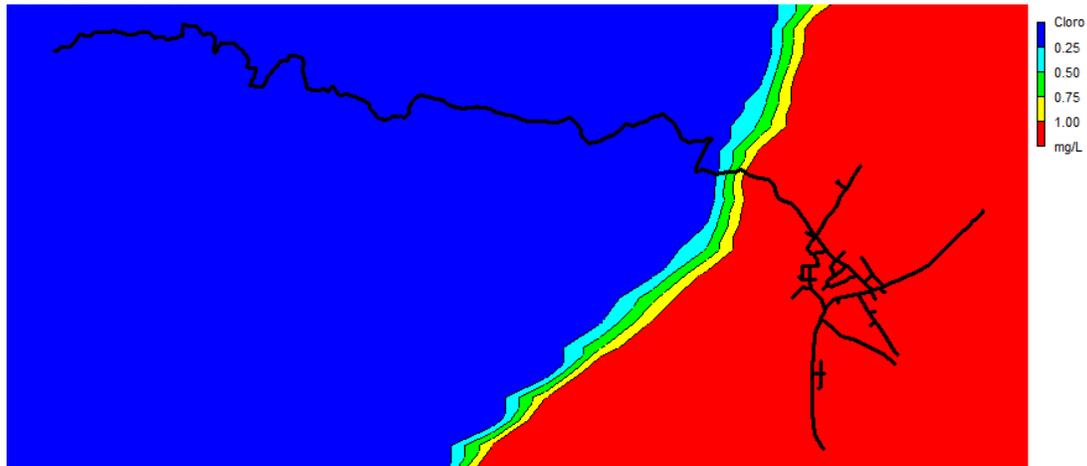
4.6.11.6 Simulación del cloro

El cloro residual es la sustancia química que queda después que el cloro ha hecho gran parte del proceso desinfectante, es decir que el agua al ser transportada a través de la red de distribución sigue su proceso de desinfección, para conocer

estas concentraciones de cloro residual dentro de la red se ha simulado en Epanet la aplicación de cloro.

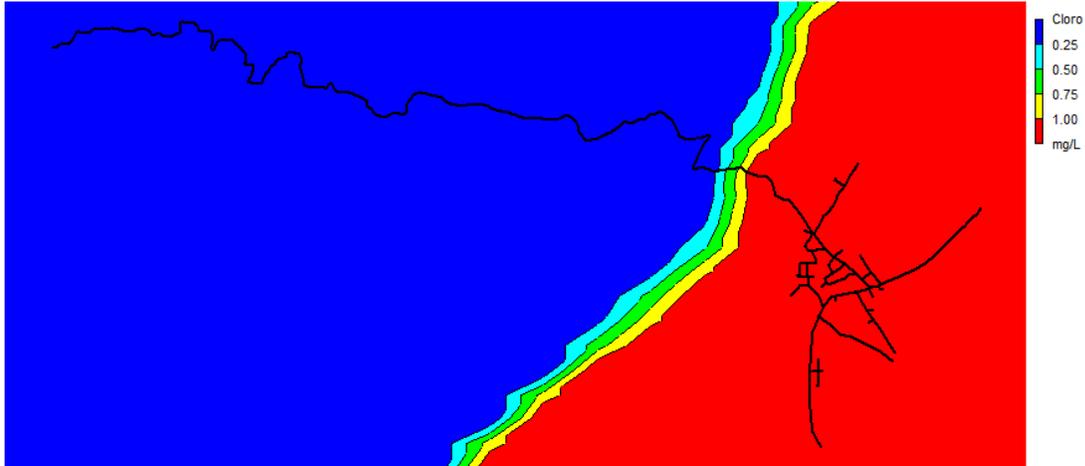
El primer día de funcionamiento del sistema, pasadas las 12 horas el cloro residual se ha esparcido a lo largo de toda la red de distribución, la simulación ofrece resultados con concentraciones de 1.51 mg/l al inicio de la red y 1.42 mg/l al final de la misma, a 16 horas se conocen concentraciones de 1.32 mg/l y 1.25 mg/l respectivamente, finalmente luego de 24 horas las concentraciones son de 0.95 mg/l y 0.89 mg/l todos los valores descritos anteriormente están dentro los valores permitidos por la norma (INAA, 1999 b, pág. 89).

Figura 42: Simulación del cloro a 12 horas de funcionamiento de la red de distribución



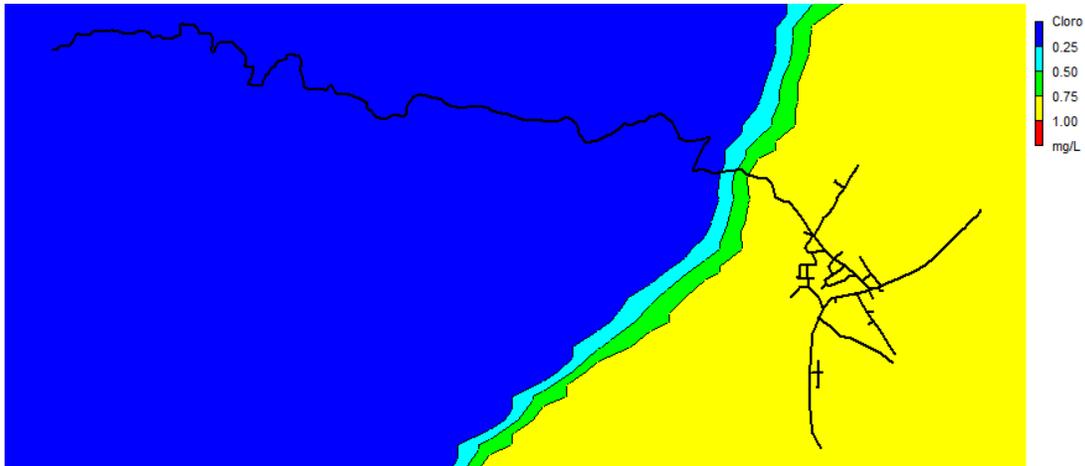
Fuente: Elaboración propia

Figura 43: Simulación del cloro a 16 horas de funcionamiento de la red de distribución



Fuente: Elaboración propia

Figura44: Simulación del cloro a 24 horas de funcionamiento de la red de distribución



Fuente: Elaboración propia

4.5.13 Conexión domiciliarias

El diámetro mínimo de cada conexión será de ½ pulgada (12,5 mm). En toda conexión domiciliar debe instalarse un medidor de flujo de agua, válvula, caja protectora y una llave de chorro en caso de considerar conexión de patio (MIFIC, 2020, pág. 32).

En total son 449 conexiones domiciliarias, equivalente a una por vivienda, con lo que se le dará cobertura a toda la comunidad Tauquil, en la tabla 55 se muestra la cantidad de conexiones domiciliarias para cada tramo de red de distribución.

Tabla 55: Conexiones domiciliarias

Red	Longitud (m)	Conexiones domiciliarias
Ramal 1	605.71	26
Ramal 2	580.01	55
Ramal 3	1056.75	86
Ramal 4	1346.39	81
Ramal 5	1043.1	73
Ramal 6	526.79	21
Ramal 7	826.61	49
Ramal 8	1026	58
Total	7012.17	449

Fuente: Elaboración propia

4.6 Presupuesto

Se ha calculado el costo aproximado para todos los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable, el cual se ha realizado según los costos unitarios del catálogo del NUEVO FISE (Guía de costos n° 16 , 2023, págs. 96 - 296).

El costo total del proyecto asciende a un monto de moneda nacional de C\$ 13,576,385.90 (Trece millones, quinientos setenta y seis mil trescientos ochenta y cinco córdobas con noventa centavos)

En la tabla número 56 se muestra el presupuesto por etapas, y en la tabla anexos se detalla el presupuesto a nivel de actividades y en anexos tabla 88, página XLIII el desglose del mismo.

Tabla 56: Presupuesto por etapas del proyecto

CODIGO	ETAPA	PRECIO TOTAL C\$
310	PRELIMINARES	570,935.54
320	LÍNEA DE ADUCCIÓN	5,301,443.97
325	PILAS ROMPE PRESIÓN	240,922.90
330	LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN	3,117,124.87
335	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	381,815.35
340	FUENTES Y OBRAS DE TOMA	432,514.88
350	CONEXIONES	1,574,736.12
360	PLANTA DE PURIFICACIÓN	162,667.12
370	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA	3,392.20
	SUB TOTAL	11,805,552.95
	IMPUESTO I.V.A	1,770,832.94
	GRAN TOTAL C\$	13,576,385.90

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES

Conclusiones

Al finalizar el presente trabajo monográfico se concluye:

1. Se conoció que la población de la comunidad Tauquil en su totalidad carece del servicio de agua potable segura y que un 18% se abastece de diversas fuentes superficiales cuyas aguas se utilizan sin ningún tratamiento para su potabilización.
2. El relieve encontrado tiene características montañosas con una elevación máxima de 1128.55 msnm, una mínima de 684.32 msnm y una diferencia de nivel de 444.23 m.
3. Al realizar el aforo la fuente se encontró que el caudal es de 10 l/s, este mismo suficiente para satisfacer la demanda de agua de la población.
4. El análisis de calidad de agua realizado por el laboratorio PIENSA DE LA UNI ofreció resultados con irregularidades en los parámetros físico-químicos y bacteriológicos que cumplen con respecto a los rangos establecidos en la norma CAPRE.
5. Para el diseño hidráulico del sistema fue necesario ubicar en la línea de aducción seis cajas rompe presión, además de colocar en la red de distribución 2 válvulas reguladoras de presión. En general para el buen funcionamiento y operación del sistema se ubicaron válvulas de aire, limpieza y compuerta.
6. En algunas zonas de la red distribución el sistema no cumple con las velocidades mínimas establecidas en la Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense.

Recomendaciones

1. Promover la reforestación en la zona de afloramiento de la fuente, con el propósito de prevenir erosiones o deslizamientos, y de tal forma conservar la permanencia del vital líquido.
2. Monitorear el caudal de la fuente año con año de igual manera la calidad de agua de la misma.
3. No captar todo el caudal de la fuente, para garantizar la conservación del caudal ecológico.
4. Designar y/o contratar un fontanero permanente que de un mantenimiento de calidad y mantenga en óptimas condiciones de operación el sistema de abastecimiento y todos sus componentes.
5. En los tramos de la red de distribución donde las velocidades no cumplen, instalar válvulas de limpieza para garantizar el buen funcionamiento del acueducto.

BIBLIOGRAFIA

- Aguirre Morales, F. (2015). Abastecimiento de Agua para comunidades rurales. Ecuador: Ediciones Utmach.
- Alvarado, E. (2017). Manual de Medición de caudales. Guatemala.
- Amanco. (2006). Manual técnico tubosistemas. Guatemala.
- CAPRE. (1994). Normas de calidad de agua del agua para consumo humano. San José Costa Rica: CAPRE.
- CENEPRED. (2016). Guía para elaborar el estudio socioeconómico, cultural y ambiental para el reasamiento poblacional en zonas de muy alto riesgo no mitigable. Lima.
- Corantoquía. (2014). Manual Piragüero, Medición de Cudal. Medellín.
- Corcho Romero, Freddy; Duque Sema, José Ignacio;. (1993). Acueductos teoría y diseño. Medellín: Universidad de Medellín.
- Departamento de Inversiones y Servicios Municipales. (2015). Manual de presupuesto de obras municipales . Managua.
- ENACAL. (2021). Sinimbu. Obtenido de <https://aguaysaneamiento.info.ni/nimbu/>
- Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola de Ciudad Real. (2012). Tema 10. El golpe de ariete.
- Fondo de inversión social de emergencia. (2023). Guía de costos n° 16 . Managua.
- INAA. (1999 a). Norma Técnica Obligatoria Nicaraguense para el Abastecimiento de Agua Potable en la Zona Rural-NTON 2009-001-99. Normas Rurales. Managua.
- INAA. (1999 b). Norma Técnica Obligatoria Nicaraguense para el Abastecimiento de Agua Potable en la Zona Urbana-NTON 2009-003-99. Normas Urbanas. Managua.

- INAA. (2017). Guías técnicas para el diseño de alcantarillado y sistema de tratamiento de aguas residuales. Nueva Era.
- López Cualla, R. A. (1995). Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Luís Darío Sánchez. (2007). Filtración en múltiples etapas (Documento de revisión técnica 15).
- MIFIC. (2020). Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 09 007 -19. Managua: ANA.
- Montero, J. (1999). Filtración en múltiples etapas. Santiago de Cali.
- OMS. (2011). Guías para la calidad del agua de consumo humano. Ginebra.
- OPS/CEPIS. (2015). Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas. Lima.
- Pérez, D. (11 de Julio de 2022). Recolección de información. (K. Díaz, Entrevistador)
- Serrano, Alejandro. (19 de Diciembre de 2017). Ayuda en Nación. Obtenido de <https://ayudaenaccion.org/blog/sostenibilidad/escasez-de-agua-problema-mundial/>
- SIASAR. (13 de Julio de 2022). SIASAR DATA. Obtenido de <https://data.globalsiasar.org/systems/127206>
- Viñuelas, V. (2008). ECODES. Obtenido de <https://ecodes.org/hacemos/cooperacion-para-el-desarrollo/eje-2-agua-y-saneamiento/la-realidad-del-agua-en-nicaragua-una-intervencion-en-la-que-agua-y-genero-van-de-la-mano>.
- Zamarripa, M. (2010). Apuntes de topografía.

ANEXOS



Formato de encuesta (NUEVO FISE)

ENCUESTA SOCIOECONÓMICA Y DE HIGIENE A NIVEL COMUNITARIA

ENCUESTA DE VIVIENDA

No _____

Fecha de aplicación:

Nombre completo del encuestador:

Código del encuestador: _____

I.DATOS DE LA COMUNIDAD

Departamento: _____

Nombre del Barrio o Comunidad: _____

Coordenadas UTM (WGS84): X: _____ Y: _____ Z: _____

II.DATOS DE COMPOSICIÓN DE LA FAMILIA

Nombres, Apellidos jefe/a de familia: _____

Cédula del jefe/a de familia: _____

Miembros de la familia (Iniciar con responsable o jefe/a de hogar). Número de teléfono: _____

Conformación del Hogar (Iniciar con persona jefe/a de familia)

No.	Nombres y Apellidos	Hombre (x)	Mujer (x)	Edad	Trabaja Si-No	Ocupación Actual	Escolaridad
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							

(N: Ninguno; P: Primaria; S: Secundaria; T: Técnico; U: Universitario)

Síntesis composición familiar:

Número de familias que viven en la vivienda:		Número de integrantes de las familias:	
Número de hombres:		Número de mujeres:	
Número de niños y niñas de 0 a 18 años			

1. ¿Existen en el hogar personas con capacidades diferentes? Sí ___ No ___
 Hombres: _____ Edad: _____ Niños: _____ Edad: _____
 Mujeres: _____ Edad: _____ Niñas: _____ Edad: _____

III. SITUACIÓN ECONÓMICA DE LA FAMILIA

2. ¿Cuántos de los miembros de la familia realizan trabajo remunerado?
 Hombres ___ Mujeres ___
3. ¿Cuál es el ingreso económico total de todos los miembros de la familia que trabajan y aportan a los gastos del hogar al mes? C\$ _____
4. ¿Cuánto es el gasto promedio mensual en pago de energía eléctrica del hogar? C\$ _____

5. ¿Cuánto es el gasto promedio mensual en pago de telefonía celular del hogar? C\$ _____
6. ¿Cuánto es el gasto mensual estimado al mes en el hogar? C\$ _____

IV. CONDICIONES DE LA VIVIENDA

7. Ubicación de la vivienda. Dispersa _____ Concentrada _____
Coordenadas del hogar UTM (WGS84): X: _____ Y: _____ Z: _____

8. Características o materiales de construcción predomina en la vivienda
Paredes:

a) Bloque _____ b) Ladrillo _____ c) Madera _____ d) Otros _____

El piso: a) Madera _____ b) Tierra _____ c) Ladrillo _____ d) Otros _____

El techo: a) Zinc _____ b) Teja _____ c) Palma _____ d) Otros _____

9. ¿La vivienda cuenta con servicio de energía eléctrica? Sí _____ No _____

10. ¿Tiene otra fuente de energía? Sí _____ No _____

11. ¿La vivienda cuenta con servicio de agua potable? Sí _____ No _____

12. ¿La vivienda cuenta con aguas negras? Sí _____ No _____

13. ¿La vivienda cuenta con aguas grises? Sí _____ No _____

14. ¿La vivienda cuenta con Televisión (cable o satelital)? Sí _____ No _____

15. ¿Conexión a internet? Sí _____ No _____

16. Dominio o tenencia de la vivienda

Propia _____ Alquilada _____ Comunal _____ Prestada _____ En Cuido _____

17. Legalidad del dominio

Sí _____ No _____ En trámite _____ No informa _____

18. ¿Cuál es el uso de la vivienda? (Marcar con x una o más opciones)

Domicilio () Bar () Comedor () Comercio () Pulpería ()

Iglesia () Bodega () Farmacia () Otros () Otro,

mencione: _____

19. Condiciones de la vivienda

- Hay lavaderos con grifo con agua
- Hay baldes con grifo con agua

- Hay fregaderos con grifo con agua
- Hay lavaderos caseros
- Hay baldes portátiles con agua
- Otros elementos

V. ABASTECIMIENTO DE AGUA DE CONSUMO

20. ¿Cómo se abastece de agua de consumo del hogar?

- a) Red pública dentro de la vivienda _____
- b) Red pública fuera de la vivienda, pero dentro de la propiedad _____
- c) Pozo público _____
- d) Pozo Privado _____
- e) Fuente natural _____
- f) Cosecha de agua _____
- g) Otro ¿Cuál? _____

21. Si la vivienda se abastece con red pública. ¿Tiene medidor de agua?

- Sí
- No

22. ¿Quién administra la Red de agua potable de la vivienda?

- ENACAL/CAPS/Empresa Agua
- Red Privada

Si es la primera opción nombrar al proveedor:

23. Días de la semana que tiene el servicio

Diario ___ 2 días ___ Tres ___ Cuatro ___ Cinco ___ Seis ___ Otros ___

24. Distancia que recorre para traer el agua (ida y vuelta)

- Menor a 0.1 km
- Entre 0.1 y 0.5 km
- Entre 0.5 y 1 km
- Entre 1 y 3 km

- Mayor a 3 km

26. ¿Tiempo utilizado para acarrear el agua desde la fuente (ida y vuelta): ___ minutos?

27. Cantidad de viajes realizados por día de acarreo

- Uno
- Entre dos y tres
- Entre 4 y 5
- Más de 5

28. Cantidad de agua acarreada por viaje

- Barril de 55 galones
- Baldes de 20 litros
- Pichingas de 5 litros
- Pichingas de 1 litro

29. ¿Quién acarrea el agua?

- Alguien externo al que se le paga el acarreo
- Niña, menor de 12 años
- Niño, menor de 12 años
- Varón, menor de 18 años
- Mujer, menor de 18 años
- Hombre, menor de 60 años
- Mujer, menor de 60 años
- Hombre, mayor de 60 años
- Mujer, mayor de 60 años

COMENTARIO

30. Medios para acarrear el agua

- Vehículo
- Carreta
- Bicicleta
- Bestia
- Carretillas/carretón
- Motocicleta
- A pie

31. ¿Dispone de suficiente agua para atender las necesidades del hogar? Sí_ No_

32. ¿Tiene menos disponibilidad en el verano? Sí ___ No ___

33. Actualmente, ¿Cuánto es el gasto mensual aproximado por el pago de agua para uso y consumo del hogar? C\$ _____

34. ¿Qué condiciones tiene el agua que consumen (Se puede marcar varias situaciones)

a) Es de calidad ___ b) Tiene mal sabor ___ c) Tiene mal olor ___ d) Tiene mal color___ Ninguno___

VI. SANEAMIENTO E HIGIENE AMBIENTAL DE LA VIVIENDA

35. ¿Tiene instalación de saneamiento? Sí ___ No ___

36. ¿Cuál es la instalación de saneamiento que posee en su vivienda?

a) Letrina___ b) Inodoro ___ c) Ninguna ___ d) Otros (mencionar) _____

37. ¿Usa letrina? a) Sí ___ b) No ___

38. ¿En qué estado se encuentra su opción de saneamiento que posee la vivienda?

a) Buena ___ b) Regular ___ c) Mala___

39. Calidad del mantenimiento de la instalación del saneamiento (estabilidad, limpieza, cuidado, preservación de la intimidad, higiene).

Muy buena _____ Buena _____ Regular _____ Malo _____ Muy malo _____

40. ¿Dónde está instalada la opción de saneamiento?

a) Dentro de la vivienda ___ a) Fuera de la vivienda ___

41. ¿Su opción de saneamiento es de uso exclusivo del hogar?

a) Sí, exclusivo _____ b) No, compartido con otras familias _____

42. ¿Cuántas familias comparten la opción de saneamiento? _____

43. ¿Están satisfechos con la opción de saneamiento que utilizan actualmente?

a) Sí ___ No ___

¿Porqué? _____

44. ¿De no tener opción de saneamiento, ¿Estaría dispuesto/a apoyar la construcción de estas?

Sí ___ No ___

45. ¿Cuánto estaría dispuesto(a) pagar para mejorar su opción de saneamiento?

C\$ _____

46. Tiene lavadero. Sí _____ No _____

47. ¿Qué hacen con las aguas de la cocina y/o el lavadero de la casa?

a) La riegan ___ b) La dejan correr ___ c) La infiltran _____

48. ¿Qué hacen con desecho sólidos (basura del hogar)?

a) La queman ___ b) La botan ___ c) Recolección domiciliar ___ d) la entierran

Explique _____

Firma del encuestador: _____

Número de cédula: _____



Recolección de muestras de agua para el análisis de calidad de la fuente.



Traslado de las muestras hacia el laboratorio PIENSA.



Levantamiento topográfico con ayuda de los habitantes de la comunidad.

Sistema FIME utilizado actualmente sin un mantenimiento adecuado.



Figura 45: Informe de ensayo físico químicos de aguas naturales



Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI
 Vicerrectoría de Investigación y Desarrollo
 Universidad Nacional de Ingeniería
 Managua, Nicaragua

INFORME DE ENSAYO FISICO QUIMICOS DE AGUAS NATURALES

FQAN-2208-0189.01
 LA-PI-09.X101

NOMBRE DEL CLIENTE		DIRECCION DEL CLIENTE		TELEFONO
Alcaldía de Jalapa		Banco Lafise 2c 1/2 al Este		NR
ATENCIÓN		CARGO	EMAIL	CELULAR
Douglas Peralta		Coordinador UMAS	ajia.umasa@gmail.com	8206-4136
DATOS DE LA MUESTRA			CONTROL DEL LABORATORIO PARA EL PROCESAMIENTO DE LA MUESTRA	
Fecha y Hora de recolección	17/08/2022; 5:49 a.m		Ingreso de muestra	17/08/2022
Fuente	Tauquil		Inicio de análisis	18/08/2022
Tipo de muestra/preservación/ /Estado envase	Agua Superficial/ Térmica/ Aceptable		Finalización de análisis	30/08/2022
Ubicación de la fuente	Tauquil		Emisión del informe de resultados	30/08/2022
Coordenadas	NR		No. Cadena de custodia	5378
Recolectada por	Gerard Rivas - Jahon López - José González		Código de muestra	LA-2208-0939
Supervisor en campo	Douglas Peralta		Muestra No.	Uno (1)
METODO SM // EPA/MH	ENSAYO REALIZADO	UNIDAD	RESULTADOS	Norma CAPRE ¹
2110	Apariencia	Adim	Turbia con materia en suspensión	NE
4500-B	Potencial de Hidrógeno	pH	7.79	6.5 - 8.5**
2550-B	Temperatura	°C	26.00	18 a 30**
2510-B	Conductividad Eléctrica	µS/cm	58.20	400**
2130-B	Turbiedad	UNT	12.20	5
2120-C	Color Verdadero	mg/L (Pt-Co)	19.00	15
4500-D	Cloruros	mg/L	8.08	250
4500-D	Sulfatos	mg/L	<1.00	250
2340-C	Dureza Total	mg/L CaCO ₃	12.48	400**
3500-B	Calcio	mg/L	4.01	100**
3500-B	Magnesio	mg/L	0.60	50
3500-X	Sodio	mg/L	11.62	200
3500-C	Potasio	mg/L	2.04	10
4500-G	Cloro Residual	mg/L	0.01	0.5 a 1.0**
2540-C	Sólidos Disueltos Totales	mg/L	36.00	1.000

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva.
Abreviaturas y símbolos: ≤ menor o igual al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NE= No especificada en la Norma, NR= No Reporta, Adim= Adimensional
Metodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017, MH= Metodología Hach
 EPA = Environmental Protection Agency, ¹Normas de Calidad del Agua Para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE, **Valor recomendado

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada por el cliente a la Oficina de Atención al Cliente, el cual proporciona los datos de la muestra reportada en el presente informe, para la realización de los ensayos ejecutados en las instalaciones de los laboratorios ambientales PIENSA-UNI. El Laboratorio no se hace responsable de la información suministrada por el cliente que pueda afectar la validez de los resultados.

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente. El laboratorio garantiza la imparcialidad del informe. Los resultados emitidos se relacionan únicamente con los ítems de ensayo.

[Firma]
 Ing. María Ure-Sánchez
 Coordinadora de Lab. Amb. PIENSA-UNI

COORDINACION TECNICA
 PIENSA-UNI

221753

Figura 46: Informe de ensayos microbiológicos



Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI
 Vicerrectoría de Investigación y Desarrollo
 Universidad Nacional de Ingeniería
 Managua, Nicaragua

INFORME DE ENSAYOS MICROBIOLÓGICOS

MB-2208-0190.01
 LA-PT-09.RT04

NOMBRE DEL CLIENTE		DIRECCION DEL CLIENTE		TELEFONO
Alcaldía de Jalapa		Banco Lafise 2c. 1/2 al Este		NR
ATENCIÓN		CARGO	EMAIL	CELULAR
Douglas Peralta		Coordinador UMAS	aja.umass@gmail.com	8206-4136
DATOS DE LA MUESTRA			CONTROL DEL LABORATORIO PARA EL PROCESAMIENTO DE LA MUESTRA	
Fecha y Hora de recolección	17/08/2022; 05:49 am		Ingreso de muestra	17/08/2022
Fuente	Tauquil		Inicio de análisis	17/08/2022
Tipo de muestra/preservación/ Estado envase	Agua Superficial/Térmica/Aceptable		Finalización de análisis	19/08/2022
Ubicación de la fuente	Tauquil		Emisión del informe de resultados	28/08/2022
Coordenadas	NR		No. Cadena de custodia	5378
Recolectada por	Gerard Rivas-Jahon López -José González		Código de muestra	LA-2208-0939
Supervisor en campo	Douglas Peralta		Muestra No.	Uno (01)
METODO SM // EPA	ENSAYO REALIZADO	UNIDAD	RESULTADOS	Norma CAPRE ¹
9221-B	Coliforme Total	NMP/100mL	2.4*10 ³	Negativo
9221-E	Coliforme Fecal	NMP/100mL	7.9*10 ²	Negativo

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: NR= No Reporta
Métodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017
 EPA = Environmental Protection Agency, ¹Normas de Calidad del Agua Para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE.

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada por el cliente a la Oficina de Atención al Cliente, el cual proporciona los datos de la muestra reportada en el presente informe, para la realización de los ensayos ejecutados en las instalaciones de los laboratorios ambientales PIENSA-UNI. El Laboratorio no se hace responsable de la información suministrada por el cliente que pueda afectar la validez de los resultados.

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente. El laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe. Los resultados emitidos se relacionan únicamente con los ítems de ensayo.



2 2 1 7 5 6

Figura 47: Informe de ensayos micropoluentes

INFORME DE ENSAYOS DE MICROPOLUENTES

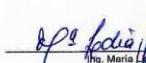
MP-2208-0153.01

NOMBRE DEL CLIENTE		DIRECCIÓN DEL CLIENTE		TELEFONO
Alcaldía de Jalapa		Barco Lafise 2c 1/2 al Este		NR
ATENCIÓN		CARGO	EMAIL	CELULAR
Douglas Peralta		Coordinador UMAS	ajia.umasa@gmail.com	8206-4136
DATOS DE LA MUESTRA			CONTROL DEL LABORATORIO PARA EL PROCESAMIENTO DE LA MUESTRA	
Fecha y Hora de recolección	17/8/2022; 5:49 am		Ingreso de muestra	17/08/2022
Fuente	Tauquil		Inicio de análisis	19/08/2022
Tipo de muestra/preservación/Estado envase	Agua Superficial/ Térmica/ Aceptable		Finalización de análisis	29/08/2022
Ubicación de la fuente	Tauquil		Emisión del informe de resultados	29/08/2022
Coordenadas	NR		No. Cadena de custodia	5378
Recolectada por	Gerard Rivas- Jahon Lopez- José González		Código de muestra	LA-2208-0939
Supervisor en campo	Douglas Peralta		Muestra No.	Uno (01)
METODO SM // EPA/MH	ENSAYO REALIZADO	UNIDAD	RESULTADOS	Norma CAPRE ¹
G.H	Arsénico	mg/L	<0.002	0.01
3500-B	Aluminio	mg/L	0.013	0.2
3500-B	Cobre	mg/L	0.042	2.0
3500-B	Zinc	mg/L	0.703	3.0

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: ≤ menor o igual al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta. **Metodos, Normas y/o Decreto empleados:** SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017 EPA = Environmental Protection Agency, ¹Normas de Calidad del Agua Para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE. G.H= Generador de hidruros, utilizando Arsenator

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada por el cliente a la Oficina de Atención al Cliente, el cual proporciona los datos de la muestra reportada en el presente informe, para la realización de los ensayos ejecutados en las instalaciones de los laboratorios ambientales PIENSA-UNI. El Laboratorio no se hace responsable de la información suministrada por el cliente que pueda afectar la validez de los resultados.

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente. El laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe. Los resultados emitidos se relacionan únicamente con los ítems de ensayo.


 Ing. María Lidia Gómez
 Coordinadora de Lab. Amb. PIENSA-UNI



221759

Tabla 57: Características hidráulicas de los nodos - línea de aducción

Node ID	Cota (m)	Elevación (m)	Presión (m)
Resvr 1	1128.55	1128.55	0
Junc 1001	1127.6	1128.34	0.74
Junc 1002	1127.23	1128.24	1.01
Junc 1003	1126.56	1127.87	1.31
Junc 1004	1125.43	1127.67	2.24
Junc 1005	1124.25	1127.47	3.22
Junc 1006	1123.15	1127.26	4.11
Junc 1007	1122.44	1127.07	4.63
Junc 1008	1121.95	1126.84	4.89
Junc 1009	1121.4	1126.63	5.23
Junc 1010	1121.03	1126.25	5.22
Junc 1011	1120.89	1126.15	5.26
Junc 1012	1120.4	1125.79	5.39
Junc 1013	1119.68	1125.5	5.82
Junc 1014	1116.9	1125.3	8.4
Junc 1015	1117.34	1125.07	7.73
Junc 1016	1119.33	1124.88	5.55
Junc 1017	1117.98	1124.65	6.67
Junc 1018	1116.06	1124.17	8.11
Junc 1019	1116.21	1124.01	7.8
Junc 1020	1116.24	1123.84	7.6
Junc 1021	1115.52	1123.61	8.09
Junc 1022	1114.52	1123.41	8.89
Junc 1023	1114.27	1123.17	8.9
Junc 1024	1113.31	1122.63	9.32
Junc 1025	1110.73	1122.23	11.5
Junc 1026	1106.6	1121.98	15.38
Junc 1027	1104.31	1121.78	17.47
Junc 1028	1099.21	1121.18	21.97
Junc 1029	1100.57	1121.02	20.45
Junc 1030	1100.72	1120.9	20.18
Junc 1031	1093.47	1120.56	27.09
Junc 1032	1092.84	1120.35	27.51
Junc 1033	1093.4	1120.24	26.84
Junc 1034	1098.29	1119.97	21.68
Junc 1035	1092.89	1119.61	26.72
Junc 1036	1090.48	1119	28.52

ID Node	Cota (m)	Elevación (m)	Presión (m)
Junc 1037	1089.7	1118.59	28.89
Junc 1038	1089.51	1118.45	28.94
Junc 1039	1087.86	1118.25	30.39
Junc 1040	1089.15	1118.11	28.96
Junc 1041	1087.62	1118.01	30.39
Junc 1042	1087.58	1117.83	30.25
Junc 1043	1086.81	1117.73	30.92
Junc 1044	1085.99	1117.53	31.54
Junc 1045	1086.04	1117.38	31.34
Junc 1047	1088.82	1117.33	28.51
Junc 1048	1088.73	1116.92	28.19
Junc 1049	1087.18	1087.18	0
Junc 1050	1085.75	1086.98	1.23
Junc 1051	1078.66	1086.78	8.12
Junc 1052	1080.1	1086.5	6.4
Junc 1053	1077.6	1086.3	8.7
Junc 1054	1076.75	1085.83	9.08
Junc 1055	1076.28	1085.64	9.36
Junc 1056	1075.5	1085.51	10.01
Junc 1057	1073.62	1085.31	11.69
Junc 1058	1071.72	1085.11	13.39
Junc 1059	1070.61	1084.84	14.23
Junc 1060	1069.75	1084.62	14.87
Junc 1061	1069.75	1084.4	14.65
Junc 1062	1068.68	1084.25	15.57
Junc 1063	1068.98	1084.14	15.16
Junc 1064	1069	1083.98	14.98
Junc 1065	1067.25	1083.85	16.6
Junc 1066	1068.18	1083.7	15.52
Junc 1067	1067.11	1083.54	16.43
Junc 1068	1068.25	1083.45	15.2
Junc 1069	1068.09	1083.32	15.23
Junc 1070	1068.29	1083.22	14.93
Junc 1071	1067.3	1083.09	15.79
Junc 1072	1068.31	1082.81	14.5
Junc 1073	1069.96	1082.61	12.65
Junc 1074	1069.07	1082.44	13.37
Junc 1075	1065.9	1081.99	16.09
Junc 1076	1066.73	1081.79	15.06
Junc 1077	1067.13	1081.67	14.54

Node ID	Cota (m)	Elevación (m)	Presión (m)
Junc 1078	1066.57	1081.59	15.02
Junc 1079	1066.64	1081.45	14.81
Junc 1080	1066.32	1081.35	15.03
Junc 1081	1068.02	1081.22	13.2
Junc 1082	1068.56	1080.83	12.27
Junc 1083	1069.53	1080.74	11.21
Junc 1084	1070.07	1080.64	10.57
Junc 1085	1068.99	1080.49	11.5
Junc 1086	1069	1080.4	11.4
Junc 1087	1070.22	1080.32	10.1
Junc 1088	1070.7	1080.16	9.46
Junc 1089	1069.83	1080.08	10.25
Junc 1090	1070.68	1079.8	9.12
Junc 1091	1069.03	1079.59	10.56
Junc 1092	1070.62	1079.46	8.84
Junc 1093	1070.15	1079.38	9.23
Junc 1094	1069.07	1079.23	10.16
Junc 1095	1068.52	1078.84	10.32
Junc 1096	1067.35	1078.66	11.31
Junc 1097	1067.23	1078.45	11.22
Junc 1098	1066.33	1078.33	12
Junc 1099	1066.09	1078.18	12.09
Junc 1100	1065.01	1077.88	12.87
Junc 1101	1064.753	1077.57	12.81
Junc 1102	1062.78	1077.4	14.62
Junc 1103	1061.34	1077.11	15.77
Junc 1104	1060.32	1076.85	16.53
Junc 1105	1058.64	1076.6	17.96
Junc 1106	1057.14	1076.41	19.27
Junc 1107	1056.65	1076.23	19.58
Junc 1108	1063.89	1076.09	12.2
Junc 1109	1066.18	1075.77	9.59
Junc 1110	1065.32	1075.68	10.36
Junc 1111	1065.59	1075.54	9.95
Junc 1112	1060.9	1075.24	14.34
Junc 1113	1054.35	1075	20.65
Junc 1114	1056.04	1074.72	18.68
Junc 1115	1061.4	1074.4	13
Junc 1116	1059.66	1074.34	14.68
Junc 1117	1054.37	1073.83	19.46

Node ID	Cota (m)	Elevación (m)	Presión (m)
Junc 1118	1056.46	1073.7	17.24
Junc 1119	1060.42	1073.44	13.02
Junc 1120	1062.25	1073.22	10.97
Junc 1121	1059.33	1072.9	13.57
Junc 1122	1061.89	1072.79	10.9
Junc 1123	1060.28	1072.67	12.39
Junc 1124	1062.74	1072.32	9.58
Junc 1125	1063.54	1072.18	8.64
Junc 1126	1062.82	1072.01	9.19
Junc 1127	1060	1071.65	11.65
Junc 1128	1062.82	1071.31	8.49
Junc 1129	1060.59	1071.16	10.57
Junc 1130	1059.2	1070.99	11.79
Junc 1131	1061.03	1070.54	9.51
Junc 1132	1059.75	1070.34	10.59
Junc 1133	1058.05	1069.94	11.89
Junc 1134	1055.77	1069.6	13.83
Junc 1135	1055.05	1069.24	14.19
Junc 1136	1052.86	1069.03	16.17
Junc 1137	1050.7	1068.59	17.89
Junc 1138	1049.34	1068.27	18.93
Junc 1139	1048.08	1067.76	19.68
Junc 1140	1038.99	1067.18	28.19
Junc 1141	1035.6	1066.58	30.98
Junc 1143	1033.2	1066.07	32.87
Junc 1144	1031.27	1065.71	34.44
Junc 1145	1028.42	1028.42	0
Junc 1146	1025.61	1028.19	2.58
Junc 1147	1024.6	1027.83	3.23
Junc 1148	1020.25	1027.7	7.45
Junc 1149	1019.71	1027.42	7.71
Junc 1150	1018.78	1027.1	8.32
Junc 1151	1021.51	1026.96	5.45
Junc 1152	1020.02	1026.87	6.85
Junc 1153	1015.65	1026.76	11.11
Junc 1154	1015.99	1026.63	10.64
Junc 1155	1012.45	1026.53	14.08
Junc 1156	1011.65	1026.43	14.78
Junc 1157	1011.39	1026.31	14.92
Junc 1158	1010.96	1026.19	15.23

Node ID	Cota (m)	Elevación (m)	Presión (m)
Junc 1159	1001.29	1026.07	24.78
Junc 1160	1000.66	1026.01	25.35
Junc 1161	1002.355	1025.86	23.5
Junc 1162	1001.25	1025.73	24.48
Junc 1163	998.26	1025.66	27.4
Junc 1164	998.15	1025.59	27.44
Junc 1165	995.09	1025.47	30.38
Junc 1166	996.21	1025.24	29.03
Junc 1167	994.28	1025.07	30.79
Junc 1168	993.24	1024.72	31.48
Junc 1169	990.14	1024.47	34.33
Junc 1170	989.04	1024.26	35.22
Junc 1171	987.68	1023.9	36.22
Junc 1172	987.25	1023.77	36.52
Junc 1173	985.14	1023.67	38.53
Junc 1174	984.02	1023.46	39.44
Junc 1175	982.45	1023.23	40.78
Junc 1176	981.86	1023	41.14
Junc 1177	981.47	1022.74	41.27
Junc 1178	980.47	1022.52	42.05
Junc 1179	979.47	1022.29	42.82
Junc 1180	978.852	1022.17	43.32
Junc 1181	978.04	1021.88	43.84
Junc 1182	978.44	1021.45	43.01
Junc 1183	978.21	1020.58	42.37
Junc 1184	978.04	1020.32	42.28
Junc 1185	976.65	1019.84	43.19
Junc 1186	975.05	1019.7	44.65
Junc 1187	975.223	975.22	0
Junc 1188	972.35	974.94	2.59
Junc 1189	970.88	974.82	3.94
Junc 1190	969.45	974.58	5.13
Junc 1191	968.56	974.42	5.86
Junc 1192	967.8	974.16	6.36
Junc 1193	964.33	973.97	9.64
Junc 1194	963.75	973.8	10.05
Junc 1195	961.15	973.53	12.38
Junc 1196	959.44	973.19	13.75
Junc 1197	957.68	972.94	15.26
Junc 1198	955.79	972.8	17.01

Node ID	Cota (m)	Elevación (m)	Presión (m)
Junc 1199	952.08	972.42	20.34
Junc 1200	950.45	971.68	21.23
Junc 1201	949.52	971.44	21.92
Junc 1202	948.33	971.08	22.75
Junc 1203	947.41	970.84	23.43
Junc 1204	945.63	970.64	25.01
Junc 1205	943.22	970.46	27.24
Junc 1206	941.78	969.9	28.12
Junc 1207	938.42	969.68	31.26
Junc 1208	935.15	969.53	34.38
Junc 1209	933.26	969.36	36.1
Junc 1210	930.75	969.24	38.49
Junc 1211	928.89	928.89	0
Junc 1212	924.61	928.65	4.04
Junc 1213	923.53	928.27	4.74
Junc 1214	920.42	927.93	7.51
Junc 1215	918.21	927.39	9.18
Junc 1216	915.14	927.18	12.04
Junc 1217	910.62	926.95	16.33
Junc 1218	908.023	926.21	18.19
Junc 1219	905.452	925.44	19.99
Junc 1220	902.433	924.88	22.45
Junc 1221	900.365	924.37	24
Junc 1222	895.17	923.76	28.59
Junc 1223	890.41	923.15	32.74
Junc 1224	885.41	922.73	37.32
Junc 1225	882.021	922.18	40.16
Junc 1226	879.69	879.69	0
Junc 1227	875.13	879.3	4.17
Junc 1228	873.16	878.87	5.71
Junc 1229	870.94	878.46	7.52
Junc 1230	865	877.51	12.51
Junc 1231	862.74	876.64	13.9
Junc 1232	869.41	876.22	6.81
Junc 1233	865.64	875.67	10.03
Junc 1234	859.369	875.08	15.71
Junc 1235	854	874.67	20.67
Junc 1236	852.42	874.34	21.92
Junc 1237	850.39	874.05	23.66
Junc 1238	848.95	873.83	24.88

Node ID	Cota (m)	Elevación (m)	Presión (m)
Junc 1239	845.67	873.47	27.8
Junc 1240	843.55	873.09	29.54
Junc 1241	836.74	872.34	35.6
Junc 1242	831.01	831.01	0
Junc 1243	829.845	830.77	0.92
Junc 1244	825.06	830.23	5.17
Junc 1245	820.24	826.54	6.3
Junc 1246	815.53	824.04	8.51
Junc 1247	810.96	818.55	7.59
Junc 1248	808.45	815.72	7.27
Junc 1249	808.45	814.66	6.21
Junc 1250	809.1	812.35	3.25
Tank 2	808.22	808.24	0.02

Fuente: Elaboración propia

Tabla 58: Características hidráulicas de las tuberías - línea de aducción

Link ID	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (Lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (km/m)
Pipe T78-79	12.26	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T79-80	8.362	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T80-81	11.32	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T81-82	33.65	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T82-83	7.098	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T83-84	8.681	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T84-85	12.93	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T85-86	7.82	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T86-87	6.755	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T87-88	13.99	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T88-89	6.823	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T89-90	24.19	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T90-91	17.59	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T91-92	11.46	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T92-93	6.25	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T93-94	12.89	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T94-95	33.49	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T95-96	15.31	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T96-97	18.4	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T97-98	10.36	82.04	5.26	1	11.67

Link ID	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (Lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (km/m)
Pipe T98-99	12.47	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T99-100	25.6	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T100-101	27.1	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T101-102	14.38	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T102-103	24.97	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T103-104	21.73	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T104-105	21.39	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T105-106	16.3	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T106-107	15.43	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T107-108	12.35	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T108-109	27	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T109-110	7.691	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T110-111	12.57	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T111-112	25.38	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T112-113	20.91	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T113-114	24.13	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T114-115	27.03	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T115-116	5.136	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T116-117	43.42	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T117-118	11.31	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T118-119	22.61	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T119-120	18.65	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T120-121	27.43	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T121-122	9.264	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T122-123	10.11	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T124-125	11.5	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T125-126	14.55	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T126-127	31.34	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T127-128	28.84	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T128-129	12.5	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T129-130	15.19	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T130-131	38.51	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T131-132	16.65	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T132-133	34.66	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T133-134	28.85	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T134-135	31.27	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T135-136	17.62	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T136-137	37.3	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T137-138	27.78	82.04	5.26	1	11.67

Link ID	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (Lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (km/m)
Pipe T138-139	43.81	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T139-140	49.2	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T140-141	51.7	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T141-143	44.08	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T143-144	30.36	82.04	5.26	1	11.67
Valve T144-145	0	82.04	5.26	1	37.29
Pipe T145-146	19.4	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T146-147	31.14	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T147-148	11.27	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T148-149	24.18	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T149-150	27.03	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T150-151	12.39	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T151-152	7.04	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T152-153	9.495	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T153-154	11.43	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T154-155	8.428	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T155-156	8.448	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T156-157	10.61	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T157-158	9.898	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T158-159	10.49	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T159-160	5.11	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T160-161	13.11	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T161-162	10.96	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T162-163	5.81	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T163-164	6.175	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T164-165	10.71	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T165-166	19.71	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T166-167	14.53	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T167-168	29.91	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T168-169	21.19	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T169-170	18.08	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T170-171	30.77	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T171-172	10.8	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T172-173	8.423	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T173-174	18.26	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T174-175	20.21	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T175-176	18.96	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T176-177	22.83	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T177-178	18.87	82.04	5.26	1	11.67

Link ID	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (Lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (km/m)
Pipe T178-179	19.92	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T179-180	9.99	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T180-181	25.11	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T181-182	36.58	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T182-183	74.55	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T183-184	22.47	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T184-185	40.9	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T185-186	11.51	82.04	5.26	1	11.68
Valve T186-187	0	82.04	5.26	1	44.48
Pipe T187-188	24.37	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T188-189	10.02	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T189-190	21.13	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T190-191	13.06	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T191-192	22.84	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T192-193	16.01	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T193-194	14.48	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T194-195	22.96	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T195-196	29.39	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T196-197	21.33	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T197-198	12.36	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T198-199	32.62	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T199-200	63.08	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T200-201	20.6	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T201-202	30.67	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T203-204	16.91	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T204-205	15.52	82.04	5.26	1	11.68
Pipe T205-206	48.1	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T206-207	18.25	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T207-208	13.09	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T208-209	14.36	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T209-210	10.21	82.04	5.26	1	11.68
Valve T210-211	0	82.04	5.26	1	40.35
Pipe T211-212	20.92	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T212-213	32.3	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T213-214	29.34	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T214-215	45.95	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T215-216	18.29	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T216-217	19.39	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T217-218	63.35	82.04	5.26	1	11.67

Link ID	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (Lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (km/m)
Pipe T218-219	65.7	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T219-220	48.25	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T220-221	43.88	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T221-222	52.48	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T222-223	51.74	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T223-224	36.51	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T224-225	46.48	82.04	5.26	1	11.67
Valve T225-226	0	82.04	5.26	1	42.49
Pipe T226-227	33.31	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T227-228	36.84	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T228-229	35.32	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T229-230	81.69	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T230-231	73.82	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T132-232	36.37	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T232-233	47.34	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T233-234	50.27	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T234-235	34.95	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T235-236	28.21	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T236-237	24.96	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T237-238	18.91	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T238-239	30.52	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T239-240	32.99	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T240-241	64.15	82.04	5.26	1	11.67
Valve T241-242	0	82.04	5.26	1	41.33
Pipe T242-243	20.95	82.04	5.26	1	11.67
Pipe T244-245	47.93	55.7	5.26	2.16	76.96
Pipe T245-246	32.49	55.7	5.26	2.16	76.97
Pipe T246-247	71.23	55.7	5.26	2.16	76.97
Pipe T247-248	36.8	55.7	5.26	2.16	76.97
Pipe T248-249	13.84	55.7	5.26	2.16	76.96
Pipe T249-250	29.93	55.7	5.26	2.16	76.97

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 1)

Node ID	Cota (m)	Demanda base (lps)	Altura (m)	Presión(m)
Junc RM1-1	795.33	0	807.33	12
Junc RM1-2	792.55	0.1220379	806.72	14.17
Junc RM1-3	790.26	0	805.3	15.04
Junc RM1-4	785.91	0	803.66	17.75
Junc RM1-5	783.05	0.1220379	802.44	19.39
Junc RM1-6	781.11	0	800.05	18.94
Junc RM1-7	778.06	0	798.64	20.58
Junc RM1-8	770.24	0.1220379	797.62	27.38
Junc RM1-9	755.62	0	795.69	40.07
Junc RM1-10	742.71	0	752.71	10
Junc RM1-11	722.72	0.1220379	750.15	27.43

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 1)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Pipe RM1-1	32.39	82.04	8.43	1.6	27.92
Pipe RM1-2	21.93	82.04	8.43	1.6	27.92
Pipe RM1-3	50.61	82.04	8.43	1.6	27.92
Pipe RM1-4	58.63	82.04	8.43	1.6	27.92
Pipe RM1-5	43.64	82.04	8.43	1.6	27.92
Pipe RM1-6	85.38	82.04	8.43	1.6	27.92
Pipe RM1-7	50.43	82.04	8.43	1.6	27.92
Pipe RM1-8	36.41	82.04	8.43	1.6	27.92
Pipe RM1-9	68.94	82.04	8.43	1.6	27.92
Valve RM1-10	0	82.04	8.43	1.6	43.01
Pipe RM1-11	91.42	82.04	8.43	1.6	27.92
Pipe RM1-12	11.1	82.04	8.31	1.57	27.17

Fuente: Elaboración propia

Tabla 61: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 2)

Node ID	Cota (m)	Demanda base (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM2-1	718.9	0	749.59	30.69
Junc RM2-2	721.6	0.3442094	749.11	27.5
Junc RM2-3	723.4	0	748.68	25.29
Junc RM2-4	724	0	748.23	24.23
Junc RM2-5	723.2	0	747.75	24.53
Junc RM2-6	722	0	747.38	25.34
Junc RM2-7	720.8	0	747.15	26.36
Junc RM2-8	719.7	0	746.93	27.24
Junc RM2-9	719	0	746.84	27.8
Junc RM2-10	717.6	0	746.46	28.84
Junc RM2-11	716.4	0	746.22	29.8
Junc RM2-12	716.5	0	746.18	29.66
Junc RM2-13	717.8	0	745.72	27.96
Junc RM2-14	718.1	0	745.64	27.57
Junc RM2-15	717	0	745.06	28.07
Junc RM2-16	715.6	0	744.47	28.92
Junc RM2-17	714.4	0	743.82	29.44
Junc RM2-18	713.8	0	743.25	29.47
Junc RM2-19	713.3	0	742.92	29.64
Junc RM2-20	713.5	0	742.53	29.08
Junc RM2-21	712.4	0	742.27	29.85
Junc RM2-22	712.9	0	742.25	29.34
Junc RM2-23	716.3	0	742.21	25.95
Junc RM2-24	723.9	0	742.1	18.24
Junc RM2-25	725.9	0	742.08	16.23
Junc RM2-26	730.4	0.3442094	742.03	11.63
Junc RM2-27	711.8	0	742.15	30.33
Junc RM2-28	710.6	0	741.94	31.39
Junc RM2-29	710.2	0	741.48	31.3
Junc RM2-30	710.2	0	741.37	31.15
Junc RM2-31	709.1	0	741.14	32.06
Junc RM2-32	706.4	0	740.98	34.62
Junc RM2-33	705.7	0	740.92	35.25
Junc RM2-34	706.8	0.3442094	740.67	33.9

Fuente: Elaboración propia

Tabla 62: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 2)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Pipe RM2-1	22.3	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-2	19.99	38.91	1.03	0.87	21.66
Pipe RM2-3	20.74	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-4	22.25	38.91	1.03	0.87	21.66
Pipe RM2-5	16.94	38.91	1.03	0.87	21.66
Pipe RM2-6	10.53	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-7	10.22	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-8	4.376	38.91	1.03	0.87	21.66
Pipe RM2-9	17.5	38.91	1.03	0.87	21.66
Pipe RM2-10	11.02	38.91	1.03	0.87	21.66
Pipe RM2-11	1.72	38.91	1.03	0.87	21.63
Pipe RM2-12	21.21	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-13	3.89	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-14	26.72	38.91	1.03	0.87	21.66
Pipe RM2-15	27.02	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-16	30.45	38.91	1.03	0.87	21.66
Pipe RM2-17	26.01	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-18	15.28	38.91	1.03	0.87	21.66
Pipe RM2-19	18.1	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-20	11.85	38.91	1.03	0.87	21.65
Pipe RM2-21	7.74	38.91	0.34	0.29	2.84
Pipe RM2-22	12.88	38.91	0.34	0.29	2.83
Pipe RM2-23	41.85	38.91	0.34	0.29	2.83
Pipe RM2-24	6.59	38.91	0.34	0.29	2.82
Pipe RM2-25	16.24	38.91	0.34	0.29	2.83
Pipe RM2-26	12.36	38.91	0.69	0.58	10.22
Pipe RM2-27	20.63	38.91	0.69	0.58	10.22
Pipe RM2-28	44.74	38.91	0.69	0.58	10.22
Pipe RM2-29	10.21	38.91	0.69	0.58	10.22
Pipe RM2-30	22.51	38.91	0.69	0.58	10.22
Pipe RM2-31	15.77	38.91	0.69	0.58	10.22
Pipe RM2-32	6.611	38.91	0.69	0.58	10.22
Pipe RM2-33	23.76	38.91	0.69	0.58	10.22

Fuente: Elaboración propia

Tabla 63: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 3)

Node ID	Cota (m)	Demanda base (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM3-1	719.89	0	749.74	29.85
Junc RM3-2	721.6	0.2691091	749.74	28.14
Junc RM3-3	716.97	0	749.54	32.57
Junc RM3-4	715.75	0	749.31	33.56
Junc RM3-5	714.38	0	749.09	34.71
Junc RM3-6	713.31	0	748.6	35.29
Junc RM3-7	712.43	0	748.3	35.87
Junc RM3-8	712.09	0	748.17	36.08
Junc RM3-9	711.99	0.2691091	747.95	35.96
Junc RM3-11	709.87	0	747.97	38.1
Junc RM3-10	710.06	0	747.97	37.91
Junc RM3-12	726.04	0	747.45	21.41
Junc RM3-13	723.64	0	746.94	23.3
Junc RM3-14	728.64	0	746.35	17.71
Junc RM3-15	722.99	0	746.18	23.19
Junc RM3-16	721.33	0.2691091	746.08	24.75
Junc RM3-17	734.25	0	746.2	11.95
Junc RM3-18	731.58	0	746.16	14.59
Junc RM3-19	728.75	0	746.14	17.39
Junc RM3-20	725.15	0	746.12	20.97
Junc RM3-21	729.66	0	746.12	16.46
Junc RM3-22	721.33	0	746.08	24.75
Junc RM3-23	717.97	0	745.91	27.94
Junc RM3-24	710.33	0	745.83	35.5
Junc RM3-25	706.56	0.2691091	745.77	39.21
Junc RM3-26	721.58	0	745.89	24.3
Junc RM3-27	723.06	0	745.86	22.8
Junc RM3-28	724.02	0	745.84	21.82
Junc RM3-29	725.44	0	745.81	20.37
Junc RM3-30	727.5	0.2691091	745.78	18.28

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 3)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Pipe RM3-1	8.25	44.55	1.15	0.74	13.61
Pipe RM3-2	49.83	44.55	0.03	0.02	0.02
Pipe RM3-3	15.97	44.55	1.12	0.72	12.96
Pipe RM3-4	17.19	44.55	1.12	0.72	12.96
Pipe RM3-5	17.38	44.55	1.12	0.72	12.96
Pipe RM3-6	37.13	44.55	1.12	0.72	12.96
Pipe RM3-7	23	44.55	1.12	0.72	12.96
Pipe RM3-8	9.927	44.55	1.12	0.72	12.96
Pipe RM3-9	17.4	44.55	1.12	0.72	12.96
Pipe RM3-10	38.06	44.55	0.23	0.15	0.68
Pipe RM3-11	8.43	44.55	0.23	0.15	0.69
Pipe RM3-12	31.27	44.55	0.23	0.15	0.69
Pipe RM3-13	41.28	44.55	1.08	0.69	12.09
Pipe RM3-14	41.83	44.55	1.08	0.69	12.1
Pipe RM3-15	48.58	44.55	1.08	0.69	12.09
Pipe RM3-16	51.53	44.55	0.53	0.34	3.28
Pipe RM3-17	32.2	44.55	0.53	0.34	3.28
Pipe RM3-18	47	44.55	0.54	0.35	3.42
Pipe RM3-19	32.56	44.55	0.28	0.18	0.97
Pipe RM3-20	28.63	44.55	0.28	0.18	0.97
Pipe RM3-21	17.83	44.55	0.28	0.18	0.97
Pipe RM3-22	26.06	44.55	0.03	0.02	0.01
Pipe RM3-23	48.34	44.55	0.25	0.16	0.78
Pipe RM3-24	32.09	44.55	0.03	0.02	0.02
Pipe RM3-25	49.87	44.55	0.48	0.31	2.69
Pipe RM3-26	86.49	44.55	0.24	0.15	0.75
Pipe RM3-27	58	44.55	0.24	0.15	0.75
Pipe RM3-28	24.14	44.55	0.24	0.15	0.75
Pipe RM3-29	27.17	44.55	0.24	0.15	0.75
Pipe RM3-30	24.43	44.55	0.24	0.15	0.74
Pipe RM3-31	32.76	44.55	0.24	0.15	0.75
Pipe RM3-32	32.13	44.55	0.24	0.15	0.75

Fuente: Elaboración propia

Tabla 65: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 4)

Node ID	Cota (m)	Demanda base (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM4-1	720.89	0	749.85	28.96
Junc RM4-2	710.33	0	748	37.67
Junc RM4-3	706.51	0	731.51	25
Junc RM4-4	705.75	0.2172542	731.47	25.72
Junc RM4-5	705.48	0	731.16	25.68
Junc RM4-6	704.25	0	730.98	26.72
Junc RM4-7	704.18	0	730.79	26.61
Junc RM4-8	703.9	0	730.79	26.89
Junc RM4-9	702.72	0.2172542	730.78	28.06
Junc RM4-10	703.95	0	730.55	26.6
Junc RM4-11	703.3	0	730.45	27.15
Junc RM4-12	699.81	0.2172542	730.42	30.61
Junc RM4-13	703.12	0	730.39	27.27
Junc RM4-16	702.44	0	730.16	27.72
Junc RM4-15	702.11	0	730.27	28.17
Junc RM4-17	702.1	0	730.09	27.99
Junc RM4-18	698.87	0.2172542	729.99	31.12
Junc RM4-19	697.29	0	729.5	32.21
Junc RM4-20	696.21	0	729.06	32.85
Junc RM4-21	695.82	0	728.84	33.02
Junc RM4-22	694.23	0.2172542	729.29	35.06
Junc RM4-23	696.91	0	729.35	32.44
Junc RM4-24	701.19	0.2172542	729.27	28.08

Fuente: Elaboración propia

Tabla 66: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 4)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Pipe RM4-1	13.17	82.04	6.92	1.31	19.37
Pipe RM4-2	110.86	82.04	5.88	1.11	14.36
Valve RM4-3	71.86	82.04	5.66	1.07	16.5
Pipe RM4-5	65.49	44.55	0.22	0.14	0.62
Pipe RM4-6	56	44.55	0.76	0.48	6.28
Pipe RM4-7	28.68	44.55	0.76	0.48	6.28
Pipe RM4-8	28.8	44.55	0.76	0.48	6.28
Pipe RM4-9	36.11	44.55	0.1	0.07	0.16
Pipe RM4-10	61.15	44.55	0.1	0.07	0.16
Pipe RM4-11	51.04	44.55	0.65	0.42	4.78
Pipe RM4-12	20.91	44.55	0.65	0.42	4.78
Pipe RM4-13	42.86	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM4-14	25.2	44.55	0.43	0.28	2.26
Pipe RM4-15	53.05	44.55	0.43	0.28	2.26
Pipe RM4-16	50.21	44.55	0.43	0.28	2.25
Pipe RM4-17	30.42	44.55	0.43	0.28	2.26
Pipe RM4-18	44.53	44.55	0.43	0.28	2.25
Pipe RM4-19	77.44	82.04	4.68	0.89	9.41
Pipe RM4-20	87.53	82.04	4.57	0.86	8.99
Pipe RM4-21	50.1	82.04	4.79	0.91	9.8
Pipe RM4-22	53.15	82.04	4.35	0.82	8.22
Pipe RM4-23	26.76	82.04	4.35	0.82	8.21
Pipe RM4-24	66.89	44.55	0.43	0.28	2.25
Pipe RM4-25	87.44	44.55	0.22	0.14	0.62
Pipe RM4-26	119.68	44.55	0.22	0.14	0.62

Fuente: Elaboración propia

Tabla 67: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 5)

Node ID	Cota (m)	Demanda base (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM5-1	699.02	0	707.51	8.49
Junc RM5-2	697.2	0	704.96	7.76
Junc RM5-3	692.24	0	704.04	11.8
Junc RM5-4	694.89	0	702.82	7.93
Junc RM5-5	693.277	0	701.57	8.3
Junc RM5-6	693.38	0	700	6.62
Junc RM5-7	693.17	0	699.57	6.4
Junc RM5-8	693.05	0	699.3	6.25
Junc RM5-9	692.788	0.22843	698.93	6.14
Junc RM5-10	692.87	0	698.92	6.05
Junc RM5-11	691.62	0	698.88	7.26
Junc RM5-12	690.75	0	698.84	8.09
Junc RM5-13	689.81	0	698.8	8.99
Junc RM5-14	689.54	0	698.8	9.26
Junc RM5-15	690.45	0	698.79	8.34
Junc RM5-16	690.86	0	698.77	7.91
Junc RM5-17	691.35	0	698.77	7.42
Junc RM5-18	691.67	0.22843	698.75	7.08
Junc RM5-19	690.03	0	698.8	8.77
Junc RM5-20	690.09	0	698.78	8.69
Junc RM5-21	689.81	0	698.77	8.96
Junc RM5-22	689.8	0	698.76	8.96
Junc RM5-23	689.9	0	698.74	8.84
Junc RM5-24	690.07	0.22843	698.74	8.67
Junc RM5-25	692.61	0	698.68	6.07
Junc RM-26	692.34	0	698.34	6
Junc RM-27	691.65	0	698.11	6.46
Junc RM5-28	691.73	0	697.55	5.82
Junc RM5-29	690.79	0	696.86	6.07
Junc RM5-30	689.79	0	696.11	6.32
Junc RM5-31	688.008	0	695.56	7.56
Junc RM5-32	686.22	0	694.87	8.65
Junc RM5-33	685.79	0.93357	694.62	8.83

Fuente: Elaboración propia

Tabla 68: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 5)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Pipe RM5-1	99.16	44.55	1.62	1.04	25.75
Pipe RM5-2	35.68	44.55	1.62	1.04	25.75
Pipe RM5-3	47.21	44.55	1.62	1.04	25.75
Pipe RM5-4	48.47	44.55	1.62	1.04	25.75
Pipe RM5-5	61.14	44.55	1.62	1.04	25.75
Pipe RM5-6	16.53	44.55	1.62	1.04	25.75
Pipe RM5-7	10.56	44.55	1.62	1.04	25.75
Pipe RM5-8	14.37	44.55	1.62	1.04	25.75
Pipe RM5-9	3.4	44.55	0.46	0.29	2.47
Pipe RM5-10	17.52	44.55	0.46	0.29	2.48
Pipe RM5-11	16.03	44.55	0.46	0.29	2.47
Pipe RM5-12	15.95	44.55	0.46	0.29	2.47
Pipe RM5-13	21.38	44.55	0.01	0.01	0
Pipe RM5-14	14.9	44.55	0.23	0.15	0.68
Pipe RM5-15	22.75	44.55	0.23	0.15	0.68
Pipe RM5-16	13.75	44.55	0.23	0.15	0.69
Pipe RM5-17	25.35	44.55	0.23	0.15	0.68
Pipe RM5-18	7.627	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM5-19	17.34	44.55	0.22	0.14	0.64
Pipe RM5-20	19.94	44.55	0.22	0.14	0.64
Pipe RM5-21	15.92	44.55	0.22	0.14	0.64
Pipe RM5-22	22.09	44.55	0.22	0.14	0.64
Pipe RM5-23	12.29	44.55	0.22	0.14	0.64
Pipe RM5-24	27.1	44.55	0.93	0.6	9.29
Pipe RM5-25	36.48	44.55	0.93	0.6	9.29
Pipe RM5-26	25	44.55	0.93	0.6	9.29
Pipe RM5-27	60.37	44.55	0.93	0.6	9.29
Pipe RM5-28	73.63	44.55	0.93	0.6	9.29
Pipe RM5-29	80.78	44.55	0.93	0.6	9.29
Pipe RM5-30	59.06	44.55	0.93	0.6	9.29
Pipe RM5-31	74.62	44.55	0.93	0.6	9.29
Pipe RM5-32	27.47	44.55	0.93	0.6	9.29
Pipe RM5-33	3.5	44.55	1.62	1.04	25.75

Fuente: Elaboración propia

Tabla 69: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 6)

Node ID	Cota (m)	Demanda base (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM6-1	699.66	0	712.91	13.25
Junc RM6-2	699.38	0	710.05	10.67
Junc RM6-3	699.4	0	708.74	9.34
Junc RM6-4	698.8531	0.131425	707.6	8.75
Junc RM6-5	697.13	0	707.58	10.45
Junc RM6-6	695.13	0	707.52	12.39
Junc RM6-7	693.54	0	707.48	13.94
Junc RM6-8	692.42	0	707.45	15.03
Junc RM6-9	691.63	0	707.43	15.8
Junc RM6-10	691.23	0.131425	707.39	16.16
Junc RM6-11	690.09	0	707.37	17.28
Junc RM6-12	687.82	0	707.35	19.53
Junc RM6-13	684.78	0.131425	707.32	22.54

Fuente: Elaboración propia

Tabla 70: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 6)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Pipe RM6-1	29.82	44.55	2.01	1.29	38.56
Pipe RM6-2	74.13	44.55	2.01	1.29	38.56
Pipe RM6-3	34.11	44.55	2.01	1.29	38.56
Pipe RM6-4	29.51	44.55	2.01	1.29	38.56
Pipe RM6-5	28.29	44.55	0.26	0.17	0.89
Pipe RM6-6	63.87	44.55	0.26	0.17	0.89
Pipe RM6-7	46.55	44.55	0.26	0.17	0.89
Pipe RM6-8	29.58	44.55	0.26	0.17	0.89
Pipe RM6-9	27.59	44.55	0.26	0.17	0.89
Pipe RM6-10	35.92	44.55	0.26	0.17	0.89
Pipe RM6-11	83.76	44.55	0.13	0.08	0.25
Pipe RM6-12	114.03	44.55	0.13	0.08	0.25
Pipe RM6-13	97.15	44.55	0.13	0.08	0.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 7)

Node ID	Cota (m)	Demanda base (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM7-1	698.59	0.2299944	0.23	714.04
Junc RM7-2	699.16	0	0	714.06
Junc RM7-3	699.46	0	0	715.8
Junc RM7-4	698.97	0	0	717.58
Junc RM7-5	698.79	0	0	719.42
Junc RM7-6	698.31	0	0	719.34
Junc RM7-7	694.98	0	0	718.94
Junc RM7-8	693.69	0	0	718.71
Junc RM7-9	692.47	0.2299944	0.23	718.68
Junc RM7-10	692.74	0	0	718.64
Junc RM7-11	691.64	0	0	718.55
Junc RM7-12	691.89	0	0	718.55
Junc RM7-13	690.4	0.2299944	0.23	718.45
Junc RM7-14	687.76	0	0	718.4
Junc RM7-15	687.25	0	0	718.38
Junc RM7-16	685.32	0	0	718.34
Junc RM7-17	684.32	0.2299944	0.23	718.31

Fuente: Elaboración propia

Tabla 72: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 7)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Pipe RM7-1	28.84	44.55	0.23	0.15	0.69
Pipe RM7-2	36.86	44.55	2.24	1.44	47.11
Pipe RM7-3	37.9	44.55	2.24	1.44	47.11
Pipe RM7-4	38.87	44.55	2.24	1.44	47.11
Pipe RM7-5	34.22	44.55	2.92	1.88	76.98
Pipe RM7-6	14.69	44.55	0.68	0.44	5.18
Pipe RM7-7	74.97	44.55	0.68	0.44	5.18
Pipe RM7-8	43.91	44.55	0.68	0.44	5.18
Pipe RM7-9	36.19	44.55	0.12	0.08	0.2
Pipe RM7-10	25.85	44.55	0.56	0.36	3.64
Pipe RM7-11	36.53	44.55	0.56	0.36	3.64

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Pipe RM7-12	39.01	44.55	0.11	0.07	0.19
Pipe RM7-13	38.42	44.55	0.45	0.29	2.38
Pipe RM7-14	80.14	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM7-15	20.13	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM7-16	66.2	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM7-17	40.09	44.55	0.22	0.14	0.63

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73: Características hidráulicas de los nodos - red de distribución (Ramal 8)

Node ID	Cota (m)	Demanda base (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM8-1	697.91	0.2177906	0.22	722.07
Junc RM8-2	696.82	0	0	725.18
Junc RM8-3	696.467	0	0	726.46
Junc RM8-4	694.96	0	0	726.45
Junc RM8-5	693.69	0.1220379	0.12	726.45
Junc RM8-6	694.42	0	0	728.41
Junc RM8-7	693.24	0	0	728.39
Junc RM8-8	692.78	0.2172542	0.22	728.38
Junc RM8-9	694.3	0	0	728.29
Junc RM8-10	692.929	0	0	727.87
Junc RM8-11	691.9	0.2177906	0.22	727.38
Junc RM8-12	689.77	0	0	726.79
Junc RM8-13	689.15	0.2177906	0.22	726.52
Junc RM8-14	688.57	0	0	726.36
Junc RM8-15	688.4	0	0	726.21
Junc RM8-16	688.6	0.2177906	0.22	725.94
Junc RM8-17	688.97	0	0	725.9
Junc RM8-18	688.96	0	0	725.89
Junc RM8-19	689.07	0	0	725.87
Junc RM8-20	688.05	0	0	725.85
Junc RM8-21	687.36	0	0	725.84
Junc RM8-22	685.51	0	0	725.81
Junc RM8-23	685.73	0.2177906	0.22	725.8

Fuente: Elaboración propia

Tabla 74: Características hidráulicas de las tuberías - red de distribución (Ramal 8)

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit (m/km)
Pipe RM8-1	35.28	44.55	3.14	2.02	87.94
Pipe RM8-2	14.41	44.55	3.14	2.02	87.93
Pipe RM8-3	27.51	44.55	0.12	0.08	0.21
Pipe RM8-5	25.09	44.55	3.26	2.09	94.37
Pipe RM8-6	34.84	44.55	1.09	0.7	12.35
Pipe RM8-7	30.28	44.55	0.22	0.14	0.62
Pipe RM8-8	13	44.55	0.22	0.14	0.62
Pipe RM8-9	13.96	44.55	0.87	0.56	8.17
Pipe RM8-10	51.6	44.55	0.87	0.56	8.17
Pipe RM8-11	60.09	44.55	0.87	0.56	8.17
Pipe RM8-12	123.53	44.55	0.65	0.42	4.8
Pipe RM8-13	56.66	44.55	0.65	0.42	4.8
Pipe RM8-14	70.6	44.55	0.44	0.28	2.26
Pipe RM8-15	64.61	44.55	0.44	0.28	2.26
Pipe RM8-16	120.06	44.55	0.44	0.28	2.26
Pipe RM8-17	57.99	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM8-18	12.19	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM8-19	36.31	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM8-20	32.37	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM8-21	22.39	44.55	0.22	0.14	0.62
Pipe RM8-22	51.11	44.55	0.22	0.14	0.63
Pipe RM8-23	8.004	44.55	0.22	0.14	0.63

Fuente: Elaboración propia

Tabla 75: Simulación demanda cero (Ramal 1)

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM1-1	808.22	12.89
Junc RM1-2	808.21	15.66
Junc RM1-3	808.19	17.93
Junc RM1-4	808.16	22.25
Junc RM1-5	808.14	25.09
Junc RM1-6	808.1	26.99
Junc RM1-7	808.07	30.01
Junc RM1-8	808.05	37.81
Junc RM1-9	808.02	52.4
Junc RM1-10	752.71	10
Junc RM1-11	752.67	29.95

Fuente: Elaboración propia

Tabla 76: Simulación demanda cero (Ramal 2)

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM2-1	752.66	33.76
Junc RM2-2	752.66	31.05
Junc RM2-3	752.66	29.27
Junc RM2-4	752.66	28.66
Junc RM2-5	752.66	29.44
Junc RM2-6	752.66	30.62
Junc RM2-7	752.66	31.87
Junc RM2-8	752.66	32.97
Junc RM2-9	752.66	33.62
Junc RM2-10	752.66	35.04
Junc RM2-11	752.66	36.24
Junc RM2-12	752.66	36.14
Junc RM2-13	752.66	34.9
Junc RM2-14	752.66	34.59
Junc RM2-15	752.66	35.67
Junc RM2-16	752.66	37.11
Junc RM2-17	752.66	38.28

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM2-18	752.66	38.88
Junc RM2-19	752.66	39.38
Junc RM2-20	752.66	39.21
Junc RM2-21	752.66	40.24
Junc RM2-22	752.66	36.39
Junc RM2-23	752.66	28.8
Junc RM2-24	752.66	26.81
Junc RM2-25	752.66	22.26
Junc RM2-26	752.66	40.84
Junc RM2-27	752.66	42.11
Junc RM2-28	752.66	42.48
Junc RM2-29	752.66	42.44
Junc RM2-30	752.66	43.58
Junc RM2-31	752.66	46.3
Junc RM2-32	752.66	46.99
Junc RM2-33	752.66	45.89
Junc RM2-34	752.66	39.75

Fuente: Elaboración propia

Tabla 77: Simulación demanda cero (Ramal 3)

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM3-1	752.66	32.77
Junc RM3-2	752.66	31.06
Junc RM3-3	752.66	35.69
Junc RM3-4	752.65	36.9
Junc RM3-5	752.65	38.27
Junc RM3-6	752.64	39.33
Junc RM3-7	752.64	40.21
Junc RM3-8	752.63	40.54
Junc RM3-9	752.63	40.64
Junc RM3-10	752.62	42.56
Junc RM3-11	752.62	42.75
Junc RM3-12	752.63	26.59
Junc RM3-13	752.63	28.99

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM3-14	752.63	23.99
Junc RM3-15	752.63	29.64
Junc RM3-16	752.63	31.3
Junc RM3-17	752.63	18.38
Junc RM3-18	752.63	21.05
Junc RM3-19	752.63	23.88
Junc RM3-20	752.63	22.97
Junc RM3-21	752.63	31.3
Junc RM3-22	752.63	34.66
Junc RM3-23	752.63	42.3
Junc RM3-24	752.63	46.07
Junc RM3-25	752.63	31.05
Junc RM3-26	752.63	29.57
Junc RM3-27	752.63	28.62
Junc RM3-28	752.63	27.19
Junc RM3-29	752.63	25.13

Fuente: Elaboración propia

Tabla 78: Simulación demanda cero (Ramal 4)

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM4-1	752.66	31.77
Junc RM4-3	731.51	25
Junc RM4-4	731.51	25.76
Junc RM4-5	731.5	26.02
Junc RM4-6	731.49	27.24
Junc RM4-7	731.48	27.3
Junc RM4-8	731.48	27.58
Junc RM4-9	731.48	28.76
Junc RM4-10	731.48	27.53
Junc RM4-11	731.47	28.17
Junc RM4-12	731.47	31.66
Junc RM4-13	731.47	28.35
Junc RM4-15	731.46	29.36
Junc RM4-16	731.46	29.02

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM4-17	731.45	29.35
Junc RM4-18	731.45	32.58
Junc RM4-19	731.42	34.13
Junc RM4-20	731.4	35.19
Junc RM4-21	731.39	35.57
Junc RM4-22	731.42	37.19
Junc RM4-23	731.42	34.51
Junc RM4-24	731.42	30.24
Junc RM4-25	752.62	42.29

Fuente: Elaboración propia

Tabla 79: Simulación demanda cero (Ramal 5)

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM5-1	727.73	28.71
Junc RM5-2	726.81	29.61
Junc RM5-3	726.47	34.23
Junc RM5-4	726.03	31.14
Junc RM5-5	725.58	32.31
Junc RM5-6	725.02	31.64
Junc RM5-7	724.86	31.69
Junc RM5-8	724.76	31.71
Junc RM5-9	724.63	31.84
Junc RM5-10	724.63	31.76
Junc RM5-11	724.63	33.01
Junc RM5-12	724.63	33.88
Junc RM5-13	724.63	34.82
Junc RM5-14	724.63	35.09
Junc RM5-15	724.63	34.18
Junc RM5-16	724.63	33.77
Junc RM5-17	724.63	33.28
Junc RM5-18	724.63	32.96
Junc RM5-19	724.63	34.6
Junc RM5-20	724.63	34.54
Junc RM5-21	724.63	34.82
Junc RM5-22	724.63	34.83
Junc RM5-23	724.63	34.73
Junc RM5-24	724.63	34.56

Node ID	Node ID	Node ID
Junc RM5-25	724.38	31.77
Junc RM5-26	724.04	31.7
Junc RM5-27	723.81	32.16
Junc RM5-28	723.25	31.52
Junc RM5-29	722.56	31.77
Junc RM5-30	721.81	32.02
Junc RM5-31	721.26	33.26
Junc RM5-32	720.57	34.35
Junc RM5-33	720.32	34.53

Fuente: Elaboración propia

Tabla 80: Simulación demanda cero (Ramal 6)

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM6-1	729.04	29.38
Junc RM6-2	728.35	28.97
Junc RM6-3	728.03	28.63
Junc RM6-4	727.76	28.91
Junc RM6-5	727.76	30.63
Junc RM6-6	727.76	32.63
Junc RM6-7	727.76	34.22
Junc RM6-8	727.76	35.34
Junc RM6-9	727.76	36.13
Junc RM6-10	727.76	36.53
Junc RM6-11	727.76	37.67
Junc RM6-12	727.76	39.94
Junc RM6-13	727.76	42.98

Fuente: Elaboración propia

Tabla 81: Simulación demanda cero (Ramal 7)

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM7-1	729.32	30.73
Junc RM7-2	729.32	30.16
Junc RM7-3	729.66	30.2
Junc RM7-4	730.01	31.04
Junc RM7-5	730.37	31.58
Junc RM7-6	730.37	32.06
Junc RM7-7	730.37	35.39
Junc RM7-8	730.37	36.69
Junc RM7-9	730.37	37.9
Junc RM7-10	730.37	37.63
Junc RM7-11	730.37	38.73
Junc RM7-12	730.37	38.48
Junc RM7-13	730.37	39.97
Junc RM7-14	730.37	42.61
Junc RM7-15	730.37	43.12
Junc RM7-16	730.37	45.05
Junc RM7-17	730.37	46.05

Fuente: Elaboración propia

Tabla 82: Simulación demanda cero (Ramal 8)

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM8-1	730.69	32.78
Junc RM8-2	731.02	34.2
Junc RM8-3	731.15	34.69
Junc RM8-4	731.15	36.19
Junc RM8-5	731.15	37.46
Junc RM8-6	731.39	36.97
Junc RM8-7	731.39	38.15
Junc RM8-8	731.39	38.61
Junc RM8-9	731.39	37.09
Junc RM8-10	731.39	38.46

Node ID	Altura (m)	Presión (m)
Junc RM8-11	731.39	39.49
Junc RM8-12	731.39	41.62
Junc RM8-13	731.39	42.24
Junc RM8-14	731.39	42.82
Junc RM8-15	731.39	42.99
Junc RM8-16	731.39	42.79
Junc RM8-17	731.39	42.42
Junc RM8-19	731.39	42.43
Junc RM8-20	731.39	42.32
Junc RM8-21	731.39	43.34
Junc RM8-22	731.39	44.03
Junc RM8-23	731.39	45.88
Junc RM8-24	731.39	45.66

Fuente: Elaboración propia

Tabla 83: Presupuesto general

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
310	PRELIMINARES				570,935.54
310-01	LIMPIEZA INICIAL				3,392.20
	LIMPIEZA MANUAL INICIAL	M ²	140	24.23	3,392.20
310-02	TRAZO Y NIVELACIÓN				538,717.32
	REPLANTEO DEL TRAZO Y NIVELACIÓN PARA TUBERIAS DE AGUA POTABLE (INCL. ESTACAS DE MADERA+MANO DE OBRA+EQUIPO DE TOPOGRAFIA)	M	12,745.68	42.27	538,717.32

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
310-03	RÓTULO				32,218.22
	RÓTULO TIPO FISE DE 1.22 M x 2.44 M (ESTRUCTURA DE ACERO + FORRO DE ZINC LISO CON BASES DE CONCRETO REF. 2500 PSI (INCL. PINTURA ANTICORROSIVA)	C/U	1	32,218.22	32,218.22
320	LÍNEA DE ADUCCIÓN				5,301,443.97
320-01	EXCAVACIÓN PARA TUBERIA				382,723.00
	EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NATURAL ANCHO DE =0.50 M A 1.00M, PROF = DE 0 A 2.00M	M ³	2,150.25	177.99	382,723.00
320-11	RELLENO Y COMPACTACIÓN				246,831.50
	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M ³	2,150.25	114.79	246,831.50

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
320-15	TUBERIA DE 2" DE DIAMETRO				70,649.25
	TUBERIA PVC DIÁM=2" (SDR-26) (ASTM D2441) (JUNTA CEMENTADA) (NO INCLUYE EXCAVACIÓN)	M	254.87	277.20	70,649.25
320-17	TUBERIA DE 3" DE DIAMETRO				3,331,177.48
	TUBERIA PVC DIÁM=3" (SDR-26) (ASTM D2441) (JUNTA CEMENTADA) (NO INCLUYE EXCAVACIÓN)	M	5,478.64	608.03	3,331,177.48
320-23	PRUEBAS HIDROSTATICAS				17,278.86
	PRUEBA HIDROSTÁTICA (DE PRESIÓN y DE ESTANQUEIDAD) (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA y ACCESORIOS PVC Diám.<=2" L=HASTA 300m PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE	C/U	1.00	245.68	245.68

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
	PRUEBA HIDROSTÁTICA (DE PRESIÓN y DE ESTANQUEIDAD) (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA y ACCESORIOS PVC Diám. =3" L=HASTA 300m PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE	C/U	19.00	896.48	17,033.18
320-25	VÁLVULAS Y ACCESORIOS				1,499,615.39
	BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO PARA ACCESORIOS Y VÁLVULAS MENORES A 6"	C/U	311	203.34	63,238.74
	VALVULA DE COMPUERTA DE BRONCE Diám.=3"	C/U	1	7,761.37	7,761.37

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
	VALVULA DE COMPUERTA DE BRONCE Diám.=2"	C/U	1	2,730.51	2,730.51
	REDUCTOR LISO DE PVC DE 3" x 2" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	1.00	368.5	368.50
	VALVULA DE AIRE Y VACIO DE HIERRO FUNDIDO Diám.=3"	C/U	20.00	50,891.62	1,017,832.40
	VALVULA DE LIMPIEZA DE HIERRO FUNDIDO Diám.=3"	C/U	30.00	13,475.64	404,269.20
	VALVULA DE LIMPIEZA DE HIERRO FUNDIDO Diám.=2"	C/U	1.00	13,906.55	13,906.55

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
325	PILAS ROMPE PRESIÓN				240,922.90
325-03	PILA ROMPE PRESIÓN				240,922.90
	CAJA (PILA ROMPE PRESIÓN) DE CONCRETO DE 3000 PSI REF. ANCHO=2.20M, LARGO=1.80M, ALT=1.70M (INCL.REPELLO Y FINO CORRIENTE)	C/U	6.00	40,153.82	240,922.90
330	LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN				3,137,124.87
330-01	EXCAVACIÓN PARA TUBERIA				399,142.58
	EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NATURAL ANCHO DE =0.50 M A 1.00M, PROF = DE 0 A 2.00M	M ³	2,242.50	177.99	399,142.58
330-09	RELLENO Y COMPACTACIÓN				257,416.58
	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M ³	2,242.50	114.79	257,416.58

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
330-14	TUBERIA DE 1 1/2" DE DIAMETRO SDR 26				1,139,398.31
	TUBERIA PVC DIÁM= 1 1/2" (SDR-26) (ASTM D2441) (JUNTA CEMENTADA) (NO INCLUYE EXCAVACIÓN)	M	5,901.6	193.07	1,139,398.31
330-17	TUBERIA DE 3" DE DIAMETRO SDR 26				673,648.60
	TUBERIA PVC DIÁM=3" (SDR-26) (ASTM D2441) (JUNTA CEMENTADA) (NO INCLUYE EXCAVACIÓN)	M	1,107.92	608.03	673,648.60
330-22	PRUEBAS HIDROSTATICAS				8,499.52
	PRUEBA HIDROSTÁTICA (DE PRESIÓN y DE ESTANQUEIDAD) (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA y ACCESORIOS PVC Diám.<=2" L=HASTA 300m PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE	C/U	20.00	245.68	4,913.60

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
	PRUEBA HIDROSTÁTICA (DE PRESIÓN y DE ESTANQUEIDAD) (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA y ACCESORIOS PVC Diám. =3" L=HASTA 300m PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE	C/U	4.00	896.48	3,585.92
330-23	VÁLVULAS Y ACCESORIOS				659,019.30
	VALVULA REGULADORA DE PRESION DE HIERRO FUNDIDO Diám.=3"	C/U	2.00	115,648.63	231,297.26
	VALVULA DE AIRE Y VACIO DE HIERRO FUNDIDO Diám.=3"	C/U	2.00	50,891.62	101,783.24
330-23	VÁLVULAS Y ACCESORIOS				659,019.30
	VALVULA DE AIRE Y VACIO DE HIERRO FUNDIDO Diám.=1 1/2"	C/U	9.00	17,285.05	155,565.45

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
	VALVULA DE LIMPIEZA DE HIERRO FUNDIDO Diám.=3"	C/U	2.00	13,475.64	26,951.28
	VALVULA DE LIMPIEZA DE HIERRO FUNDIDO Diám.=1 1/2"	C/U	9.00	14,122.00	127,098.00
	TEE LISA DE 1 1/2" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	17	158.88	2,700.96
	TEE REDUCTORA DE 3"A 1 1/2" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	4	903.53	3614.12
	CRUZ LISA DE 1 1/2" X 1 1/2" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	1	655.35	655.35
	BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO PARA ACCESORIOS Y VÁLVULAS MENORES A 6"	C/U	46.00	203.34	9,353.64

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
335	TANQUE DE ALMACENAMIENTO				381,815.35
335-01	MOVIMIENTO DE TIERRA PARA TANQUE DE ALMACENAMIENTO				17,916.20
	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN MANUAL DE TERRENO ESPESOR = DE 0 HASTA 15 CM	M ²	33.00	30.50	1,006.50
	MEZCLA DE SUELO CEMENTO PROPORCION 1:8 C:S (INCL. ACARREO CON CAMION VOLQUETE DE MAT.SELECTO A 3 KMS)	M ³	7.80	1,996.59	15,573.40
	RELLENO Y COMPACTACIÓN (CON VIBRO-COMPACTADORA MANUAL)	M ³	7.80	171.32	1,336.30

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
335-07	OTRO TIPO DE OBRAS				24,999.00
	LOSA DE CONCRETO DE 3,000 PSI ESP=0.075M SIN REF (CON ACABADO FINO)	M ²	52.00	480.75	24,999.00
335-08	CERCAS PERIMETRALES Y PORTONES				269,968.08
	PORTÓN DE MARCO DE TUBO SECCIÓN CIRCULAR DE HIERRO NEGRO Diám.=1½" CON FORRO DE MALLA CICLÓN CAL.#13 CON COLUMNAS DE CONCRETO DE 2,000 PSI (INCL. EXC.	M ²	12.00	4,110.64	49,327.68
	CERCO DE TUBO SECCIÓN CIRCULAR DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=1½" CON MALLA M 3,677.3401 CICLÓN Cal.#13, C 2 HILADAS D BLOQUE MORTERO 6" y BASES,ARB	M	60.00	3,677.34	220,640.40

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
335-11	TANQUE DE ALMACENAMIENTO				68,932.07
	TANQUE DE CONCRETO DE 3,000 PSI REF. CON REPELLO Y FINO CORRIENTE	C/U	1.00	68,932.07	68,932.07
340	FUENTES Y OBRAS DE TOMA				432,514.88
340-01	OBRAS DE CAPTACIÓN				89,000.00
	BOCATOMA LATERAL	C/U	1.00	89,000.00	89,000.00
340	CERCAS PERIMETRALES Y PORTONES				343,514.88
	PORTÓN DE MARCO DE TUBO SECCIÓN CIRCULAR DE HIERRO NEGRO Diám.=1½" CON FORRO DE MALLA CICLÓN CAL.#13 CON COLUMNAS DE CONCRETO DE 2,000 PSI (INCL. EXC.	M²	12.00	4,110.64	49,327.68

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
	CERCO DE TUBO SECCIÓN CIRCULAR DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=1½" CON MALLA 3,677.3401 CICLÓN Cal.#13, C 2 HILADAS D BLOQUE MORTERO 6" y BASES,ARB	M	80.00	3,677.34	294,187.20
350	CONEXIONES				1,574,736.12
350-01	CONEXIONES DOMICILIARES				844,168.22
	CONEXIÓN DOMICILIAR DE PATIO DE 1½"x½", DE TUBO PVC ½"(SDR-13.5)(NO INC. MEDIDOR)(NO INCL.EXC)+ LLAVE DE PASE. Diám ½"+LLAVE DE CHORRO, Long=3.6m	C/U	342.00	1,800.94	615,921.17

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
	CONEXIÓN DOMICILIAR DE PATIO CON ABRAZADERA 3"x½", DE TUBO PVC ½"(SDR-13.5)(NO INC. MEDIDOR)(SIN.EXC)+ LLAVE DE PASE. Diám ½"+LLAVE DE CHORR,Long=3.6m	C/U	107.00	2,133.15	228,247.05
350-09	MEDIDORES DE AGUA POTABLE				730,567.90
	CAJA PREFABRICADA DE CONCRETO PARA MEDIDOR DE AGUA POTABLE PARA USO DOMICILIAR	C/U	449.00	1,126.91	505,982.59
	INSTALACION DE MEDIDOR DE AGUA POTABLE Diám.=½" (SOLO MANO DE OBRA)(INCL. EL COSTO DE 2 ADAPTADORES)	C/U	449.00	500.19	224,585.31

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
360	PLANTA DE PURIFICACIÓN				162,667.12
360-13	FILTRACIÓN GRUESA DINAMICA				51,857.09
	FILTRO DE CONCRETO DE 3000 PSI REF. Y PARED DE LADRILLO DE CUARTERON SOLIDO INC. REPELLO, FINO Y GRAVA (DINAMICO GRUESO)	C/U	1.00	51,857.09	51,857.09
360-14	FILTRACIÓN GRUESA ASCENDENTE EN CAPA				58,952.93
	FILTRO DE CONCRETO DE 3000 PSI REF. Y PARED DE LADRILLO DE CUARTERON SOLIDO INC. (REPELLO, FINO Y GRAVA)	C/U	1.00	58,952.93	58,952.93

CODIGO	ETAPA Y SUBETAPA	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO C\$	PRECIO TOTAL C\$
360-15	FILTRACIÓN LENTA EN ARENA				51,857.09
	FILTRO DE CONCRETO DE 3000 PSI REF. Y PARED DE LADRILLO DE CUARTERON SOLIDO INC. REPELLO, FINO Y GRAVA (LENTO DE ARENA)	C/U	1.00	51,857.09	51,857.09
370	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA				3,392.20
370-01	LIMPIEZA FINAL				3,392.20
	LIMPIEZA MANUAL FINAL	M ²	140.00	24.23	3,392.20
SUB TOTAL					11,805,552.95
IMPUESTO I.V.A 15%					1,770,832.94
GRAN TOTAL C\$					13,576,385.90

