

UNIVERSIDAD CATÓLICA LOS ÁNGELES
CHIMBOTE

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TITULO

DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, E INSTALACIÓN DE LAS UNIDADES BÁSICAS DE SANEAMIENTO, EN EL CENTRO POBLADO DE “CALANGLA”, DISTRITO DE SAN MIGUEL DE EL FAIQUE – HUANCABAMBA – PIURA, MARZO 2019.

TESIS PARA OBTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERA CIVIL

AUTOR:

BACH. SOCORRO HUANCAS CHOQUEHUANCA.

ASESOR:

MGTR. CARMEN CHILÓN MUÑOZ.

PIURA - PERÚ

2019.

TÍTULO DE LA TESIS

DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, E
INSTALACIÓN DE LAS UNIDADES BÁSICAS DE SANEAMIENTO,
EN EL CENTRO POBLADO DE “CALANGLA”, DISTRITO DE SAN
MIGUEL DE EL FAIQUE – HUANCABAMBA – PIURA, MARZO 2019.

FIRMA DE JURADO Y ASESOR.

Mgtr. Miguel Ángel Chan Heredia.

PRESIDENTE

Mgtr. Wilmer Oswaldo Córdova Córdova.

MIEMBRO

Ing. Orlando Valeriano Suárez Elías.

MIEMBRO

Mgtr. Carmen Chilón Muñoz.

ASESOR.

HOJA DE AGRADECIMIENTO Y/O DEDICATORIA.

A DIOS, por haber permitido llegar hasta este punto, y haberme dado mucha sabiduría, inteligencia, fuerzas y humildad para lograr uno de mis objetivos, en mi vida.

A toda mi familia, en especial a mis padres, a mis hermanos(as) y a mis grandes amigos, por su apoyo incondicional hacia mi persona.

A mi Asesor, el Ing. Chilón Muñoz Carmen, por su gran apoyo constante, a sus orientaciones, consejos en este desarrollo de la tesis. Asimismo agradecer a todos mis docentes, compañeros de aula, por los grandes conocimientos aprendidos en las aulas de la Universidad “ULADECH” Piura, que hoy en día me permiten culminar uno de mis objetivos trazados.

DEDICATORIA

A Dios, por derramar en mi sabiduría e inteligencia, por darme las fuerzas necesarias, la salud y la vida en el desarrollo de mi carrera profesional.

A mis padres:

Faustino y Mónica, por ese gran apoyo incondicional que me brindan, por esa motivación de éxito que me dan, por sus grandes consejos como unos verdaderos amigos, ellos son mi motor y motivo y me dan esa energía y esas ganas de seguir adelante y lograr muchos éxitos personales y profesionales, por sus enseñanzas a nunca rendirme, a levantarme de cualquier caída, a siempre tener la mirada al frente, y nunca mirar atrás, agradecida con toda mi familia.

RESUMEN Y/O ABSTRACT

Resumen

La problemática que carece el centro Poblado de CALANGLA, es la escases y falta de saneamiento (agua y letrinas), ya que los manantiales que abastecen, no cuentan con el caudal de dotación suficiente para atender la demanda que requiere la población, a ello se suma las estructuras que se encuentran deterioradas, por lo que han sido construidas de forma empírica, por los mismos pobladores hace más de 30 años atrás, ante ello se ha trazado el siguiente **objetivo general**; Proyectar una nueva red de agua y mejorar la red existente para que ambas abastezcan las zonas alta y baja del centro poblado de Calangla, y como objetivos específicos, a) ubicar la nueva fuente de agua que cumpla con la demanda que requiere la población, b) proyectar el trazos de las nuevas redes y c) diseñar los componentes necesarios que conforman el sistema de agua, por ello se justifica ¿En qué medida el diseño hidráulico de la nueva red y la red existente de agua en el C.P.P. de Calangla, mejorará el servicio de agua constante durante las 24 horas del día, y de qué manera la instalación de las UBS mejorara la calidad de vida de los que lo habitan. La metodología empleada es correlacional, descriptivo de tipo cualitativo y cuantitativo consistiendo en una encuesta In situ a los beneficiarios, y conocer la problemática que aqueja a la población, Como resultado a la problemática se realizó el estudio de la fuente, el posible trazo por donde se colocara la línea de conducción aprox. 3.5 km con un \varnothing 1 1/4" y un tanque de almacenamiento circular que almacene 15 m³, asimismo se acordó que la red nueva solo abastezca a la parte baja de Calangla de 383 habitantes, y la red existente se hará un nuevo diseño, y cubrirá la demanda de la población solo de la parte alta de Calangla que comprende 104 habitantes.

Palabras clave: Caudal, Población, Fuentes de abastecimiento, Redes de agua.

Abstract

The problem that lacks the center of Calangla Village, is the lack and lack of sanitation (water and latrines), since the springs that supply, do not have enough resources to meet the demand required by the population, this is adds the structures that are deteriorated, so they have been built empirically, by the same people more than 30 years ago, before it has been drawn the following general objective; Project a new water network and improve the existing network so that both supply the high and low areas of the town of Calangla, and as specific objectives, a) locate the new source of water that meets the demand required by the population, b) project the traces of the new networks and c) design the necessary components that make up the water system, which is why it is justified to what extent the hydraulic design of the new network and the existing water network in the CPP of Calangla, will improve the constant water service 24 hours a day, and how the installation of the UBS will improve the quality of life of those who inhabit it. The methodology used is correlational, descriptive of qualitative and quantitative type consisting of a survey In situ to the beneficiaries, and to know the problematic that afflicts the population. As a result of the problematic the study of the source was made, the possible trace by where the driving line will be placed approx. 3.5 km with a $\text{Ø } 1 \frac{1}{4}$ " and a circular storage tank that stores 15 m³, it was also agreed that the new network only supplies the central part of the town with 383 inhabitants, and the existing network will be redesigned, and it will cover the demand of the population only from the upper part that includes 104 inhabitants.

Key words: Flow, Population, Sources of supply, Water networks.

INDICE DE CONTENIDO

TÍTULO DE LA TESIS	ii
FIRMA DEL JURADO Y ASESOR.	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
DEDICATORIA.....	v
RESUMEN	vii
ABSTRACT.....	vii
I. INTRODUCCION	1
II. Revisión de Literatura.....	2
2.1 Marco teórico	2
2.1.1 Antecedentes Internacionales	2
2.1.3 Antecedentes nacionales	17
2.2.2 Antecedentes locales.....	25
2.2 Bases teóricas	29
2.2.1 R.M.N° 192 – 2018 – Vivienda ⁽¹¹⁾ . La guía técnica de diseño “OPCIONES TECNOLOGICAS PARA SISTEMAS DE SANEAMIENTO EN EL AMBITO RURAL, aprobado por el PNSR.	29
2.2.2 RNE OS.010 ⁽¹²⁾ : Captación y conducción de agua para consumo humano. ..	48
2.2.3 RNE OS.100 ⁽¹³⁾ : Captación y conducción de agua para consumo humano. .	51
2.3 Marco Conceptual	51
2.3.1 Fuentes de abastecimiento de agua	51
a) Aguas de lluvia.	52
b) Las aguas superficiales	53
c) Aguas subterráneas.....	54
d) Manantiales.....	55

2.3.2	Levantamiento topográfico	55
2.3.3	Selección del tipo de fuente.	56
2.3.4	Calidad del agua de la fuente.	57
2.3.5	Dotación.....	58
2.3.6	Cantidad de agua.....	58
2.3.7	Aforo de la fuente	59
	a) Método volumétrico	59
	b) Método velocidad – área	60
2.3.8	Características físicas del agua.	61
	a) Turbidez.....	61
	b) Color	62
	c) Olor y sabor.	62
	d) Temperatura.....	62
2.3.9	Características químicas del agua.	62
	a) Materia Orgánica	62
	b) PH del agua.....	63
	c) Características microbiológicas del agua.	63
2.3.10	Sistema de agua por gravedad sin tratamiento.....	64
	a) Sistema de Redes abiertas.	64
	b) Captación.....	65
	c) Línea de conducción.....	65
	d) Cámara rompe presión.....	65
	e) Válvula de aire Manual.	66
	f) Válvula de aire automática	66

g) Válvulas de purga	67
h) Tanque superficial apoyado.....	68
i) Tratamiento del agua	69
j) Línea de alimentación.....	69
k) Cámaras rompe-presión para redes de distribución.....	69
l) Anclajes	69
m) Válvulas de seccionamiento	70
n) Cámara de válvulas.....	70
o) Red de distribución.....	71
p) Pérdida de carga unitaria (hf)	71
q) (Hf) por tramo de tubería.....	71
r) Accesorios	71
s) Diámetro interior	71
t) Población.....	72
u) Periodo óptimo de diseño	72
v) Agua potable.....	72
2.3.11 Software computarizado WaterCAD	73
2.3.12 Conceptos que abarca la disposición sanitaria de excretas	74
2.3.13 Procedimientos para el cálculo de diseño de las redes de agua	75
a) Calculo de la velocidad.	77
b) Diámetro estimado del ramal.....	77
c) Perdidas de carga en los tramos.....	78
d) Con que caudal deben diseñarse las estructuras.	78
e) Criterios a tener en cuenta para diseñar las redes de distribución.	79

f) Sobre Caudal de Diseño.	79
g) Sobre Diámetros.	80
h) Las presiones	81
i) Velocidad.....	82
j) Diseño de las Redes abiertas.	83
III. HIPOTESIS.....	84
IV. METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	84
4.1 Alcance de estudio de la investigación	84
4.2 Nivel de la investigación de la tesis.	84
4.3 Diseño de la investigación	85
4.4 El universo y la Muestra	86
4.4.1 Universo.....	86
4.4.2 Población	86
4.4.3 Muestra	86
4.5 Definición y Operacionalización de las variables.	87
4.6 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	87
4.7 Plan de análisis.....	89
4.8 Matriz de consistencia.....	90
V. RESULTADOS	91
5.1 Parámetros básicos de diseño para el proyecto.	91
5.1.1 Determinación de la población	91
5.1.2 Población actual caserío de Calangla.....	93
5.1.3 Tasa de crecimiento.	93

5.1.4	Calculo de la Tasa de Crecimiento anual.....	94
5.1.5	Dotaciones de agua	96
5.2	Tramo “Manantial MACHO MUERTO” – Al centro de CALANGLA.....	98
5.2.1	Caudales de Diseño.....	99
5.2.2	Variaciones de Consumo (Coeficiente de Variación K1, K2).....	100
5.2.3	Tanque de almacenamiento.	102
5.2.4	Cálculo de Aforo “Manantial Macho Muerto”.	102
5.2.5	Diseño de la Captación Manantial “Macho Muerto”.....	103
5.2.6	Diseño hidráulico de la Captación del Manantial de Ladera.	104
5.2.7	Diseño de la (CRPT06), Para línea de conducción.....	109
5.2.8	Diseño Manual de la línea de Conducción 01 (Capt. – “Manantial Macho Muerto – Tanque de almacenamiento”.....	112
5.2.9	Diseño de las CRP para redes de distribución.	129
5.2.10	Diseño de Reservorio.....	130
5.2.11	Cálculo Manual de la red de distribución.	132
5.2.12	Diseño Hidráulico en WaterCAD de la red principal Capt, “Macho Muerto – Calangla Bajo”.....	170
a)	Análisis y simulación de las redes de distribución de agua.....	173
5.3	Diseño hidráulico de la red existente, que abastecerá a la parte alta C.P.P. de CALANGLA, con 02 manantiales de ladera.	182
5.3.1	Diseño hidráulico en Watercad de la red existente que será mejorada y abastecerá a la parte de CALANGLA, a 29 viviendas.	183
5.4	Diseño e instalación sanitaria de excretas, sistema con arrastre hidráulico....	190
a)	Componentes del Sistema con arrastre hidráulico.....	191

b) El algoritmo de selección de sistemas de disposición sanitaria de excretas para el ámbito rural.....	192
c) Diseño de letrinas.....	195
d) Diseño del Biodigestor.....	196
e) Diseño de Biodigestor y pozo de Infiltración.....	198
5.5 Análisis de resultados.....	199
5.5.1 Red captación manantial “Macho muerto” – Calangla bajo.....	199
a) Resultados de la línea Cap. “Macho muerto – Calangla bajo.....	206
5.5.2 Red existente captación manantial “alto y bajo” – calangla alto.....	208
a) Resultados, de la línea cap. “manantial alto y bajo – a la parte alta de calangla.....	212
5.6 Análisis de los resultados de las muestras de agua captación manantial “Macho muerto”.....	214
VI. CONCLUSIONES	216
RECOMENDACIONES.....	218
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	219
ANEXOS.....	221

ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Manantial de ladera	32
Ilustración 2: Determinación del ancho de pantalla, manantial de ladera.	34
Ilustración 3: Altura total de la cámara húmeda.	34
Ilustración 4: Medidas a considerarse de la canastilla.	35
Ilustración 5: Línea de conducción.	36
Ilustración 6: Cámara rompe presión t-06	39
Ilustración 7: Tanque de almacenamiento.	40
Ilustración 8: Línea de aducción desde el tanque - primer ramal.	43
Ilustración 9: Presencia de nivel freático, en los suelos.	46
Ilustración 10: Unidad básica de saneamiento.	47
Ilustración 11: Recolección de aguas de lluvia.	53
Ilustración 12: Aguas superficiales, ríos, quebradas o arroyos.	54
Ilustración 13: Aguas subterráneas (acuíferos).	55
Ilustración 14: Captación manantial calangla bajo.	57
Ilustración 15: Calculando el aforo del manantial, por el método volumétrico.	60
Ilustración 16: Métodos de aforo.	61
Ilustración 17: Sistema de abastecimiento de agua para zona rural.	64
Ilustración 18: Válvula de aire.	67
Ilustración 19: Válvula de purga.	68
Ilustración 20: Válvulas de seccionamiento en redes s abiertas.	70
Ilustración 21. Mapa distrital de san miguel del faique.	86
Ilustración 22: Tabla utilizada del libro roger agüero pittman.	94
Ilustración 23: Diseño de captación de manantial de ladera.	103
Ilustración 24: Cámara rompe presión crp t06, para líneas de conducción.	109
Ilustración 25: Perdidas de carga en la línea de conducción.	112
Ilustración 26: Línea de conducción, red macho muerto – al centro de calangla.	128
Ilustración 27: Hoyo seco	196
Ilustración 28: Esquema biodigestor.	206

Ilustración 29: Los parámetros de alturas de un tanque apoyado.	206
Ilustración 30: Captación manantial de ladera.....	206
Ilustración 31: Software watercad.	211
Ilustración 32: Zona de ubicación del manantial macho muerto a 2935 msnm.....	236

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cantidad de agua para ámbitos rurales de nuestras regiones, de nuestro país, (lt/hab/día).	30
Tabla 2. Cantidad de agua para colegios primarios y secundarios.	30
Tabla 3. Determinación del (qmd) según redondeo.....	31
Tabla 4. Volúmenes de los tanques de almacenamiento.....	31
Tabla 5. Coeficientes de pérdidas en los accesorios.....	38
Tabla 6: Censo 2017, del caserío de calangla, según el inei.....	92
Tabla 7: Censo 2017, del distrito de san miguel del faique, según el inei.....	98
Tabla 8: Dotación de agua, según opción tecnológica y región (l/hab/día).....	96
Tabla 9: Dotaciones de agua, para cada institución.....	101
Tabla 10: Caudales de diseño, para la línea de captación “Macho muerto”– calangla parte baja.	101
Tabla 11: Caudales de diseño, para la línea de captación “calangla alto y bajo”– calangla parte alta.	183
Tabla 12: Aforo de captación manantial macho muerto.....	102
Tabla 13: Tabla de resultados de las presiones en los nodos.....	200
Tabla 14: Resultados de las velocidades en todos los tramos de las tuberías.....	202
Tabla 15: Elevaciones de las crp.....	204
Tabla 16: Resultados de presiones en el tramo 2.....	208
Tabla 17: Resultados de las velocidades en el tramo 2.....	209

I. INTRODUCCION

El agua potable es indispensable para el consumo humano, por lo tanto tiene que ser de buena calidad y con un saneamiento básico apropiado, permitirá el gran impulso al desarrollo de las zonas rurales.

La problemática planteada en la presente tesis fue, que las condiciones de vida de los pobladores de dicha localidad son deficientes, lo que no cuentan con este elemental recurso hídrico, porque no hay agua en los manantiales y la infraestructura sanitaria las estructuras como la fuente de captación, el reservorio, las tuberías ya han llegado a su tiempo de vida útil y se encuentran deteriorados.

La presente tesis se justifica por la razón, de que los pobladores presentan un malestar hacia las autoridades ediles que representan el distrito, a que no se preocupan por dar solución a esta problemática que se presenta ya más seguido en algunos caseríos, que es la escasez del agua ya que los manantiales están totalmente abandonados sin reforestación a las fuentes, etc. Además los sistemas se encuentran deteriorados por haber cumplido sus años de servicio y que ya no prestan un servicio de calidad a la población, y esto causa la presencia de enfermedades gastro-intestinales y con mayor frecuencia en los niños, también nosotros debemos tomar conciencia de no contaminar las fuentes de agua que otras comunidades lo utilicen para su abastecimiento.

Y el propósito de esta tesis es de poder dar una alternativa de solución a la problemática que se da en el centro poblado de Calangla, y como alternativa se

planteó en buscar una fuente que cumpla con el aforo y trazar una nueva red de agua que abastezca a la población céntrica que abarca 383 habitantes.

Concluyendo, el sistema de diseño fue calculado haciendo uso de hojas de cálculo manualmente y luego comprobado por el software WATERCAD, dando como resultado un modelamiento hidráulico, con sus respectivas presiones (5 mca – 60 mca) y velocidades de (0.30 m/s – 3.00 m/s) datos establecidos según la norma de opciones tecnológicas para el ámbito rural.

II. Revisión de Literatura

2.1 Marco teórico

2.1.1 Antecedentes Internacionales

a) **MANUAL DE DISEÑO PARA LA ELABORACION DE PROYECTOS DE SISTEMAS RURALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO – Cd. Universitaria, D.F – MEXICO.**

Soto, R (2012)¹. La tesis tiene como **objetivo** el conocimiento general de los problemas que se presenta en las localidades alrededor de la República Mexicana cuando se realiza un proyecto de agua potable, siendo la **justificación** debido a que México enfrenta severos problemas en materia de disponibilidad de agua debido a una irregular distribución territorial del recurso, que da como resultado dos ámbitos de convivencia: uno en donde hay poca población y mucha agua, y la otra donde hay escasez del recurso y una mayor concentración de la población,

problema que complica debido al crecimiento de la población y al indebido uso del recurso derivado a la ausencia de una cultura del cuidado del agua. Dando como respuesta a esta justificación, se dice que los sistemas de agua potable dependen en gran medida de la disponibilidad del vital líquido. Por lo tanto es muy importante la localización de las fuentes de abastecimiento así como la calidad y capacidad del suministro con la que cuentan dichas fuentes, así como una buena determinación de la demanda diaria de agua potable que requieren las comunidades.

Una parte importante para la elaboración y ejecución de un proyecto de agua potable y alcantarillado es la realización de un estudio de factibilidad social a la comunidad que se desea proyectar, ya que para la realización de un proyecto de cualquier índole ya sea el diseño de un Edificio, el diseño de una carretera, etc. Es importante saber la situación actual que guarda el terreno, la aceptación de la población con respecto a la elaboración del proyecto y/o construcción del mismo para poder ver si es viable para el crecimiento de la comunidad ya que de ignorar esta información para la realización de cualquier proyecto de ingeniería puede tener consecuencias negativas para la ejecución del proyecto y posteriormente para la ejecución de la obra.

El presente trabajo está **enfocado** principalmente a las comunidades rurales las cuales presentan una situación complicada ya que muchas se encuentran de manera dispersa o mal planeada ya que el lento crecimiento de la mayoría de las

comunidades rurales se realiza sin alguna planeación y asesoría por parte de las autoridades municipales.

Metodología.

Para el siguiente proyecto se realizó la siguiente metodología:

- Se realizó encuestas en diferentes zonas, con sus respectivos formatos de trabajo, para llegar a la conclusión final y determinar los porcentajes de la población que no cuenta con los servicios básicos.
- Estudios de campo: Con la visita a campo podemos definir los trazos y posibles ubicaciones de estructuras importantes para, poner a consideración a los pobladores la planeación y sitios importantes para que estos definan si son factibles o no.
- Visitas a las localidades: En coordinación con representantes de las autoridades municipales y de la localidad, se efectuarán visitas técnicas a la zona de estudio para reconocimiento y evaluación de las características físicas, sociales y de infraestructura hidráulica existente, así como para la recopilación de la información.
- Recorrido Técnico: Se realizara un recorrido técnico en la comunidad en estudio para definir los alcances del proyecto y hacer las consideraciones pertinentes para el proyecto ejecutivo así como para definir el trazo preliminar, con la participación de autoridades locales y la supervisión correspondiente para determinar por donde va pasar el trazo de la línea de conducción, la red de distribución, así como para indicar las posibles fuentes

de abastecimiento que se encuentran cercas de la comunidad para ver cuál es el manantial que va a utilizar así como el posible sitio de ubicación donde irán las estructuras hidráulicas.

- Levantamientos topográficos: se recopiló información anterior y se determinó si se procede a realizar nuevamente los trabajos de topografía.
- Realización del diseño hidráulico de los componentes del sistema de agua potable.

Concluye:

Es importante que los ingenieros tengan un excelente conocimiento técnico en la materia para poder visualizar la problemática, plantear alternativas de solución, definir diseños eficientes, pero también es necesario que estén preparados en un ámbito político social ya que actualmente los ingenieros no tienen la capacidad para interactuar con la población y así poder crear diseños eficientes, por tal motivo el presente trabajo está enfocado principalmente a los aspectos social y el convencimiento de la poblaciones para gestionar la donación de terrenos necesarios para la ubicación de los elementos más importantes que conforman un sistema (fuente de abastecimiento tanque de regulación, sistema de tratamiento), que permitan los beneficios a las comunidades rurales ya que actualmente por intereses políticos es difícil la integración de sistemas de agua potable y alcantarillado de excelente calidad.

El ingeniero debe saber las divisiones políticas que imperan en el país ya que tenemos divisiones ejidal, comunal, la integración de las autoridades que rigen a

las poblaciones, en conjunto con las autoridades poder distribuir responsabilidades y asimismo crear los comités necesarios que se harán cargo de la administración de los sistemas.

Para la parte técnica se desarrollaron dos proyectos que muestran en general las condiciones que se pueden presentar en las comunidades rurales. En la venta se puede apreciar que se tuvo que realizar gestiones sociales tanto con la comunidad como con el organismo operador de la comunidad para llegar a un común acuerdo, dentro del diseño se tuvo la necesidad de gestionar 2 sitios importantes, sitio 1 ubicación de cárcamo de bombeo, sitio 2 ubicación del tanque de almacenamiento, para esto se tuvo que realizar la labor de convencimiento y negociación con los propietarios por lo cual se acordó que a cambio de la donación de los terrenos tendrían el servicio gratuito por un periodo de 5 años.

En este proyecto se confrontó a las normas técnicas de agua potable ya que para el diseño de la línea de conducción se presentó un fenómeno especial ya que las normas marcan que el diámetro mínimo debe de ser de 2" y la velocidad mínima del fluido debe de ser 0.3 m/s, al considerar un diámetro de 2" se presentaban velocidades menores de 0.3m/s y para obtener velocidades mayores se debía de reducir el diámetro lo cual tampoco cumplíamos con el mínimo requerido por lo cual se optó por diseñarla con un diámetro de 1 ½" de diámetro para poder tener

Llegando a la conclusión, se define que un proyecto para que sea eficiente, depende en gran parte de la comunicación que se tiene entre los usuarios beneficiarios, ya que ellos mismos serán los veedores de su proyecto, aportaran

información real de su comunidad, y con esa información el ingeniero consultor procederá a aportar toda su experiencia para resolver cualquier problemática presentada.

b) “ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE RURAL MALLOCO LOLENCO, COMUNA DE VILLARICA, IX REGION DE LA ARAUCANIA”.

San Martín. G (2013)² La presente tesis ha consistido en realizar un análisis tanto en el punto de vista técnico como del punto de vista económico de 4 alternativas distintas en su anatomía pero conceptualmente similares, para dotar el servicio de agua potable a la localidad de Malloco. Malloco se encuentra ubicada a unos 8 km de la ciudad, con una población de 93 familias que no cuentan con este servicio, pero dicha localidad cuenta con un sondaje listo para su explotación, la cual su caudal de prueba es de 14 lt/s, siendo suficiente para abastecer a Malloco.

Conceptualmente las cuatro alternativas están conformadas por fuente de abastecimiento, línea de impulsión, sistema de tratamiento, estanque de regulación, planta relevadora y redes de distribución.

En el capítulo 8 se realiza la comparación económica de las cuatro alternativas considerando una evaluación en **base a costos**, la cual consiste en comparar a valor presente todos los costos de cada alternativa. Los costos se han separado en dos: Costes de inversión y Costes de operación y mantenimiento. Y los índices que

se han utilizado para poder tomar una decisión con respecto a que alternativa es más conveniente son: Valor actual de costo (VAC) y Costo anual equivalente (CAE).

De los resultados finales, se ha visto que la alternativa que presenta la menor inversión inicial es la alternativa 2 con un monto de \$ 203.513.636, mientras que la alternativa que presenta el mayor monto de inversión es la alternativa 4 con un valor de \$ 242.644.970. Con respecto a los costos de operación y mantención la alternativa que presenta el menor monto es la alternativa 2 con un valor de \$ 116.830.507 y la alternativa que presenta el mayor monto es la alternativa 4 con un valor de \$ 140.717.005

Finalmente la alternativa que presenta el menor valor actual de costos es la alternativa 2 con un valor de \$ 248.183.234.

La **metodología** a utilizar está descrita y definida en todos los instrumentos, normas, parámetros y criterios para el diseño de proyectos de agua potable descritos tanto por el MOP, instructivos Mideplan Serplac IX Región (2006), instituto Nacional de Normalización (1998), Superintendencia de servicios Sanitarios (2003) y tesis que tienen directa con relación con el tema.

Donde concluye:

Que para obtener conclusiones respecto de que alternativa es más conveniente, se hará una evaluación de costos.

Se ha efectuado el análisis de alternativas y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable rural para la localidad de Malloco Lolenco, consultando cuatro alternativas diferentes, donde la fuente de agua es común para todas las alternativas, la cual es un sondaje existente con capacidad de entregar un caudal de 14 [lt/s].

En general como se ha visto en los capítulos 6 y 7 cada alternativa se diferencia una de la otra en su línea de impulsión la cual varía en su largo y la presión nominal de la tubería a instalar debido a la altura a la que hay que elevar el agua, el sistema de regulación que considera estanques metálicos elevados de alturas 20 y 15 metros (alternativas 1, 3 y 4) y semienterrado de hormigón armado (alternativa 2), todos con un volumen de regulación de 50 metros cúbicos. Para elevar agua al sector alto del área de intervención del proyecto se ha considerado un sistema de bombeo con estanque hidroneumático para cinco viviendas (alternativas 1 y 2) y un sistema de bombeo con variador de frecuencia para 29 viviendas (alternativa 3). El sistema de tratamiento y las redes de distribución son comunes para todas las alternativas en cuanto a diámetros y longitudes, para las alternativas 3 y 4 se consideran cámaras reductoras de presión.

Cada alternativa ha sido diseñada técnicamente para que se cumplan todos los estándares que se requieren para un sistema de abastecimiento de agua como éste, sin embargo hay ciertas ventajas que tienen cada una de las alternativas por sobre las otras.

La planta relevadora de la alternativa 1 y 2 considera un número muy reducido de viviendas a abastecer en comparación con la alternativa 3. Esto es un punto importante a considerar en caso de que existan problemas con el suministro eléctrico y no se pueda abastecer a la población del sector alto que considera cada planta relevadora. En el caso de la alternativa 4, lo mencionado tiene una menor importancia ya que esta alternativa considera abastecer a toda la población solo por gravedad.

Por otra parte los estanques semienterrados de hormigón armado presentan ventajas tanto del punto de vista técnico al disminuir el riesgo de que puedan colapsar ante un sismo, como del punto de vista económico al no considerar la estructura de metal que tienen los estanques metálicos elevados. También presentan ventajas desde el punto de vista constructivo al ser más rápida y simple su fabricación.

Un punto importante a considerar en cualquier sistema de abastecimiento de estas características es el aspecto eléctrico. Debido a las condiciones topográficas de la zona donde se considera el proyecto hay que seleccionar bombas con alturas de elevación acordes a las necesidades, lo cual implica que se requiere la utilización de energía eléctrica trifásica (alternativas 1, 2 y 4). Para esto es necesario realizar una extensión de línea en media tensión hasta el recinto donde se encuentra el sondeaje ya que en el sector no hay energía eléctrica trifásica. También es necesaria una extensión de línea en baja tensión desde el recinto del sondeaje hasta las plantas de agua potable de cada alternativa.

Tras realizar la evaluación económica en el capítulo 8 en base a los costos que se incurren en la implementación de cada alternativa, se puede concluir que la alternativa que requiere una mayor inversión es la alternativa 4 dado que se requiere una bomba de mucha mayor potencia en comparación con las otras, una longitud de impulsión considerable, una extensión de línea en baja tensión de 1273 metros y dos cámaras reductoras de presión.

Las alternativas que presentan la menor inversión inicial son las alternativas 2 y 3. El principal aspecto en el que la alternativa 2 es la primera de las más económicas es el estanque de regulación. La alternativa 3 destaca por no considerar línea impulsión y la extensión de red en media tensión, pero la planta relevadora supone un coste mayor al de las alternativas 1 y 2.

Del resumen de costos de operación y mantención por alternativa mostrados en la tabla 8.5 se ve que las alternativas 1 y 2 son las que presentan los menores costos, mientras que la alternativa 3 supera en un 5,91 % y la alternativa 4 supera en un 20,44 % respecto de la menor. En general las tres primeras alternativas presentan costos de operación y mantención similares, sin embargo en la alternativa 4 se incurren en costes muchos mayores por concepto de energía eléctrica.

**C) “PROPUESTA DE DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION DE
AGUA POTABLE DE CRUZ ROJA VENEZOLANA SECCIONAL
CARABOBO – VALENCIA.**

Castillo, V (2016)³. Esta tesis tiene como objetivo general proponer el diseño del sistema de distribución de agua potable de cruz roja venezolana seccional Carabobo Valencia, a través del diagnóstico de la situación actual, proponiendo una solución de diseño que sea factible técnicamente, tratando en la mayor medida posible de utilizar los elementos que conforman el sistema existente.

El tipo de estudio es proyectivo con base en un diseño no experimental con técnicas de recolección de datos la observación directa, la entrevista y la documentación existente, a través de la comparación entre ellas, se determinó que la institución ha crecido sin una planificación ni proyecto, lo cual hace imposible organizar y controlar el servicio de agua, por lo que en varias ocasiones ha sufrido fallas parciales, como filtraciones de agua, falta de presión en algunos puntos, rotura de tuberías y niples, por lo que es necesario proponer un sistema de distribución de agua nuevo e independiente del actual, con recorridos adecuados de forma aérea y embonados en paredes, evitando afectar los acabados de tabillas y cerámicas existentes, modelando los ramales principales, montantes, sub ramales y sistema hidroneumático con el software Ip3- aguas blancas versión 3.5, obteniendo diámetros de 2 pulgadas para los ramales principales, de 3/4 a 1 1/2 pulgadas en montantes y entre 1/2 y 1 pulgadas en sub ramales de distribución, con un hidroneumático de volumen de 8892.48 litros, con 2 bombas de 8 Hp que funcionarán en paralelo, unidos a tres tanques de almacenamiento con capacidad total de 165.85 m³ que trabajarán con 2 bombas de 7.5 Hp. Por último se calculó

un sistema de abastecimiento de emergencia para el área de quirófano y lavandería alimentado desde el tanque elevado.

Tipo de investigación

El trabajo de investigación será desarrollado mediante el diagnóstico elaborado con la recolección de datos de entrevista realizadas al personal que labora en la institución, en combinación con la inspección visual y el levantamientos en sitio a ejecutar por partes de las investigadoras. Este trabajo de grado tiene como finalidad proponer el diseño del sistema de distribución de agua potable de Cruz Roja Venezolana Seccional Carabobo-Valencia, con base a levantamientos de las salas sanitarias y de la red de tuberías para así conocer las condiciones actuales que presenta dicho sistema, y poder dar solución a la problemática presente por medio del diseño de un nuevo tendido de tuberías de agua potable.

Con el fin de definir el tipo y diseño de la investigación fue necesario realizar una revisión bibliográfica, una vez establecido lo antes expuesto se procede a explicar las fases que se llevaran a cabo a lo largo del trabajo de grado para lograr concretar los objetivos planteados, por lo que es importante tomar en cuenta los parámetros que a continuación se explicaran:

Diseño de la investigación

Esta investigación es de diseño no experimental de campo transversal, ya que no se realiza ningún experimento y los resultados se obtienen a través cálculos y mediciones del sistema de distribución de agua potable.

Por su parte, lo que nos llevó a tomar el diseño de la investigación como un diseño no experimental de campo transversal fueron las definiciones de Hernández, Fernández y Baptista (1998) cuando expresan que: “En un diseño no experimental no se construye ninguna situación, sino que se observan situaciones ya existentes, no provocada intencionalmente por el investigador. En la investigación no experimental no hay manipulación intencional ni asignación al azar” (p.56). Así como también Aular.M (2014) afirma que: “La investigación de campo, se apoya en informaciones que provienen entre otras, de entrevistas, cuestionarios, encuestas y observaciones. Hernández, et al. (2003), define investigación transversal como aquella donde se recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único, su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.

Metodología

Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

En la recolección de datos para la investigación bajo la modalidad de proyecto factible es transcendental recabar toda la información veraz y lo más objetiva posible, para ello la relación entre la técnica y el instrumento de la recolección de datos es sumamente importante, sin perder de vista que son diferentes, puesto que las técnicas de recolección de datos se refieren a “las que permiten obtener información de fuentes primarias y secundarias” (Brito, 2003, p.50), mientras que “un instrumento de recolección de datos es, en un principio, cualquier recurso del que se vale el investigador para acercarse a los fenómenos y extraer de ellos

información” (Sabino, p.143). Para el caso de la investigación, la técnica a utilizar es la observación directa, y la entrevista.

Observación directa: donde se llevó a cabo la recolección de datos, ya que es una herramienta fundamental por el tipo y diseño de investigación, donde la información es captada directamente en Insitu.

La entrevista: sirve para obtener datos referentes a la población, facilitados por los individuos y que nos sirven para conocer la realidad social.

En la siguiente tesis, se realizó una entrevista a la población de Cruz roja, con el objetivo de conocer las características del sistema de distribución de agua potable, también es importante conocer el material de la red actual, si se han presentado fallas en las misma es decir, ver la situación actual del sistema de agua potable.

Conclusiones:

Luego de analizar toda la información recabada mediante las distintas herramientas utilizadas en la investigación, se constató que el sistema de distribución de agua potable de Cruz Roja Venezolana Seccional Carabobo Valencia presenta una serie de problemas de unificación de los sistemas disponibles para bastecer la edificación, aunado a una político de crecimiento no planificado en lo que se refiere a infraestructura, además de la presencia de tuberías de hierro galvanizado que han superado su vida útil, esto trajo como

consecuencia fallas en el suministro de agua, ya sea por falta de presión adecuada o rotura de las tuberías de hierros galvanizado.

El diseño del sistema de distribución de agua potable de Cruz Roja seccional Carabobo-Valencia, es factible técnicamente, ya que en el proyecto cumple con lo establecido en la gaceta 4044 y además contempla los soportes de cálculos, especificaciones de construcción, planos y cómputos métricos necesarios para que cualquier contratista especializada en el área, pueda ejecutar correctamente el sistema propuesto.

Por dar solución al sistema de Cruz Roja Seccional Carabobo- Valencia, fue diseñado un sistema totalmente independiente al que actualmente posee, que garantiza la distribución de agua a cada uno de los puntos que lo componen, aprovechando de la mejor manera posible las instalaciones de almacenamiento de agua disponibles, utilizando un sistema hidroneumático central que abastece a una red que se consideró fundamentalmente para prever las fallas o labores de mantenimiento necesarias sin tener interrupción del servicio de agua mientras se desarrollan dichas labores. A través del diseño del diseño se obtuvieron diámetros de 2 pulgadas para los ramales principales, desde $\frac{3}{4}$ hasta $1\frac{1}{2}$ y 1 pulgadas en sub ramales de distribución.

2.1.3 Antecedentes nacionales

a) “DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO DE LA LOCALIDAD DE TALLAMBO, DISTRITO DE OXAMARCA - CELENDÍN – CAJAMARCA 2013”.

Sandoval. A (2013)⁴. La presente tesis se justifica por la razón, en que el sistema de agua potable se encuentra en mal estado y al no contar con los servicios eficientes de agua causa molestias a los pobladores, quienes están propensos a sufrir enfermedades gastrointestinales, mayormente en los niños de menor edad.

El objetivo su tesis es ampliar y mejorar el servicio de agua potable para la localidad ya antes mencionada, tratando con ello de prever la salubridad y calidad del agua potable para consumo humano, el sistema de agua existente fue construido por FONCODES en el año 2004, por lo que en el diagnóstico realizado se determinó que las estructuras del sistema de agua potable se encuentran en mal estado de conservación y en cuanto a desagüe existen letrinas en mal estado, por lo tanto se planteó realizar el presente proyecto.

La metodología utilizada es la siguiente:

Estudio topográfico, importante para cualquier proyecto.

Encuesta poblacional, para determinar la cantidad de habitantes.

Estudios de impacto ambiental.

Estudio de suelos.

Por lo tanto concluyo que:

1.- Con el estudio se propone el mejoramiento y la ampliación de dichos sistemas, calculando y diseñando cada una de ellas de acuerdo a las normas y reglamentos vigentes en nuestro país que permite mejorar los servicios de agua potable y saneamiento básico a una población de 371 habitantes en 100 viviendas y 6 instituciones públicas, contribuyendo así a mejorar el nivel y calidad de vida de los pobladores de la localidad de Tallambo.

2.- El sistema de agua potable existente, no abastece la demanda de las familias, porque en parte se encuentra deteriorada, por falta de mantenimiento adecuado, además las familias comparten el consumo de agua con los animales, exponiéndose directamente a riesgos que peligran la salud humana y dificultando el desarrollo de la localidad por consumir el agua de mala calidad, sin tratar ni clorar.

3.- Para todas las estructuras del sistema de agua potable y desagüe que se encuentran en mal estado, se propone el mejoramiento y la ampliación de dichos sistemas, calculando y diseñando con las diversas normas y reglamentos vigentes en nuestro país.

B) DISEÑO DE UN SISTEMA SOSTENIBLE DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO EN LA COMUNIDAD DE MIRAFLORES – CABANILLA – LAMPA – PUNO”.

Apaza, J (2015)⁵ El objetivo principal de la tesis es diseñar un sistema sostenible de agua potable y saneamiento básico en la comunidad de Miraflores Cabanilla – Lampa – Puno.

Frente a la carencia de servicios de saneamiento básico de la población, constituye una necesidad básica prioritaria la construcción de sistemas de agua potable y saneamiento para solucionar los problemas de salud como la alta incidencia de enfermedades gastrointestinales, diarreicas y dérmicas, mejorar calidad de vida y el desarrollo de la comunidad de Miraflores, que consumen agua de riachuelos y fuentes expuestos a la contaminación (pozos). Por ende el objetivo de la propuesta es apoyar la protección de los recursos hídricos de la sobreexplotación y la contaminación, y a la vez satisfacer las necesidades de agua potable y de saneamiento básico.

Según afirmación obtenida de los pobladores de la comunidad de Miraflores, son las enfermedades de origen hídrico el problema que más los aqueja, el cual es causado por con consumo de agua de mala calidad, aunado por el deficiente abastecimiento y continuidad de agua, por otro lado, la incidencia de enfermedades de origen hídrico, fue corroborado en la entrevista hechas a los especialistas técnicos del centro de salud de Cabanilla perteneciente al distrito de Cabanilla, donde se atienden a los lugareños, quienes dijeron que el principal motivo de las vistas al puesto de salud por los población rural de Cabanilla en los últimos años, es a consecuencia de las enfermedades parasitarias y gastrointestinales, el cual fue ratificado con las estadísticas reportadas y la constancia emitida por este centro de salud.

La intervención del presente proyecto de investigación pretende disminuir principalmente la incidencia de enfermedades diarreicas de origen hídrico, al

mismo tiempo la contaminación ambiental, solucionar el problema de abastecimiento y continuidad de agua potable, y el deficiente servicio de saneamiento.

El presente trabajo de investigación, corresponde al tipo de investigación descriptivo – explicativo.

Metodología y procedimiento

Trabajo de campo

Reconocimiento del terreno: contando con planos de restitución (1:25000) se hizo un recorrido de la zona del proyecto, definiéndose los límites y el área del levantamiento topográfico, posibles manantiales, posible línea de conducción y ubicación de reservorio.

Levantamiento Topográfico: Para el estudio de este proyecto, será necesario el contar con un plano topográfico de toda la zona del proyecto.

Trabajos de gabinete

Cálculos hidráulicos: Los cálculos de coordenadas y compensaciones de la red de apoyo fueron hechos con apoyo de Excel.

Dibujo del plano topográfico: Se realizó en el software AutoCAD, y luego se sacaron las curvas a nivel cada 1m.

Diseño hidráulico: Se calculó el diseño hidráulico de la captación, conducción, reservorio, adicción y la distribución.

Donde concluye:

Los componentes de sistema de agua potable son los siguientes: 02 captaciones tipo ladera, una cámara de reunión de caudales, línea de conducción de 4715.34 metros lineales, 5 cámaras rompe presión tipo 06, u reservorio de 10 m³, yna caseta de válvulas, red de distribución más aducción con 37361.08 metros linéelas de tubería PVC SAP Y 110 piletas públicas.

Los elementos de sostenibilidad de sistema de agua potable son: una JASS institucionalizado, una cuota familiar, la creación de un área técnica municipal (atm), y un manantial de operación y mantenimiento.

Las familias que se beneficiaran en forma inmediata serán en un numero de 110, quienes contaran con agua potable y saneamiento básico, con salubridad, higiene y calidad, unidades básicas de saneamiento las 24 horas del día, superando todo tipo de enfermedades gastrointestinales diarreicas y dérmicas, a su vez acarreo de agua desde fuentes de abastecimiento distantes a las viviendas, las mismas que no son recomendados para consumo humano.

C) DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERIO DE BELLO HORIZONTE, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, PROVINCIA DE SAN MARTIN, DEPARTAMENTO DE SANA MARTIN”.

Grández, J (2018)⁶. La presente tesis tiene como **objetivo general** mejorar el sistema de agua potable del caserío bello horizonte del distrito de la banda de Shilcayo en la provincia de san Martin.

Realidad Problemática

El sistema de abastecimiento de agua potable existente en el caserío Bello Horizonte ya no es suficiente para abastecer la demanda actual, pues se observa un alto crecimiento demográfico debido a las migraciones de otras poblaciones junto con el crecimiento de la tasa poblacional anual, generando la falta de fluidez en el servicio por las fallas que presentan los diferentes componentes del sistema al haber cumplido con su periodo de vida útil y pasado por factores negativos que deterioraron los componentes del sistema.

Mediante el mejoramiento del sistema de abastecimiento del caserío Bello Horizonte a través de un diseño hidráulico del sistema de agua potable, se proyecta la utilización de estructuras existentes, así como la construcción de nuevas estructuras con la finalidad de garantizar el servicio de agua potable en la población, considerando el dimensionamiento de las estructuras y redes según los caudales de diseño obtenidos a partir de la población y la dotación respectiva.

La población del caserío Bello Horizonte tiene la necesidad prioritaria de solucionar el problema existente por falta del servicio básico de agua potable, al no contar con el diseño hidráulico de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable, y al no contar con un proyecto sustentable que

permitiera brindar a la población del medio rural las condiciones favorables de desarrollo con un nivel de vida mucho mayor y con un medio ambiente sin contaminación, se espera revertir el alto grado de incidencia de enfermedades por el consumo de agua insalubre, la puesta en ejecución de los proyectos de pavimentación de las calles, el aumento de la actividad comercial, un mejor servicio a los turistas logrando por mayor tiempo su estadía y la posibilidad de que el Caserío Bello Horizonte pase a ser un distrito.

Hipótesis del proyecto. El planteamiento del mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío bello horizonte permitirá garantizar el buen funcionamiento del servicio, brindando calidad de vida a la población.

La metodología a utilizar fue un diseño experimental de la investigación.

- Diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable, consistió en recolectar los datos claves y básicos para el proyecto:
- ✓ Población de diseño: se tienen que utilizar los datos del INEI de los censos de 1993-2007 correspondiente a la población rural del caserío bello horizonte.
- ✓ Instrumentos, para recolección de datos, para la investigación de campo y laboratorio se utilizara las técnicas de observación, fichajes y manejo de información. Para la investigación documental se utilizara, textos, libros y revistas de la biblioteca especializada de la FIC-UNSM, y también se hará uso de la biblioteca virtual (INTERNET).

Se concluye, que la fuente de abastecimiento y la calidad de agua del caserío bello horizonte, encontrándose en el sentido de análisis físico-bacteriológico una fuente libre de componentes dañinos para la salud.

El mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable a través de un diseño hidráulico realizado en la localidad del Bello Horizonte, ha permitido el dimensionamiento de las estructuras para cumplir con la demanda requerida garantizando en el diseño del servicio respectivo y la fluidez en el servicio.

Durante el proceso del diseño hidráulico se ha calculado la población de diseño que corresponde al área rural que abarca el estudio, proyectada a 20 años; se ha determinado la dotación y el cálculo de la demanda obteniéndose el caudal promedio y a partir de este se ha estimado los caudales de diseño utilizados para el pre-dimensionamiento y el diseño de las estructuras.

Con los caudales de diseño se realizó el pre-dimensionamiento y diseño de las estructuras y redes de agua potable, planteando la construcción de nuevas estructuras adecuándose al diseño realizado.

Se elaboraron los planos de planta de las estructuras y redes según el pre dimensionamiento y diseño realizado.

2.2.2 Antecedentes locales

- a) **“PROPUESTA DE DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LOS POBLADORES DE LAS LOCALIDADES DE HUACAS, CHANRRO, PIEDRA AZUL, LOMA LARGA BAJA Y LOMA LARGA ALTA, DISTRITO SAN MIGUEL DEL FAIQUE, PROVINCIA DE HUANCABAMBA, DEPARTAMENTO DE PIURA”.**

GUIMARAES. F (2015)⁷. El propósito de la presente tesis, es contribuir técnicamente, proponiendo criterios de diseño para redes de distribución de agua similares en zonas rurales de nuestro ámbito regional, teniendo en cuenta las normas nacionales y la experiencia de diseño, construcción, evaluación de sistemas rurales de abastecimiento de agua.

Es importante conocer e identificar la problemática de la población. Para este caso las localidades mencionadas tienen problemas con el agua

Se ha utilizado un sistema de distribución por gravedad ya que resulta económico y una buena alternativa de aplicación en estas zonas de características tan particulares donde la topografía te da mayores ventajas para el trazado de las redes.

b) PROPUESTA TECNICA PARA EL MEJORAMIENTO Y DISEÑO DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE EN LOS CENTROS POBLADOS RURALES DE CULQUI Y CULQUI ALTO EN EL DISTRITO DE PAIMAS, PROVINCIA DE AYABACA – PIURA”.

Saavedra, G (2018)⁸: La presente tesis tiene como propósito contribuir técnicamente con una solución a la distribución de agua potable a las viviendas de los centros poblados rurales de Culqui y Culqui Alto, en el distrito de Paimas, provincia de Ayabaca – Piura, teniendo en cuenta los criterios de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable para zonas rurales de nuestra región y respetando las normas del reglamento nacional de edificaciones.

La tesis tiene dos componentes principales: la evaluación de los sistemas de abastecimiento de agua potable actuales de ambos centros poblados rurales y las propuestas técnicas para mejorar y ampliar los sistemas de abastecimiento de agua potable.

En la evaluación del sistema de abastecimiento de agua potable de Culqui Alto se concluyó que es un Sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento y se necesita el diseño de los siguientes componentes: línea de conducción, reservorio, línea de aducción y redes de distribución y en el sistema de abastecimiento de agua potable de Culqui es un Sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad con tratamiento y se necesita el diseño de la línea de aducción y de la redes de agua potable.

Y finalmente en la propuesta técnica se obtiene los diseños definitivos de los componentes del Sistema de agua potable de Culqui Alto: línea de conducción, reservorio, líneas de aducción y redes de distribución y en Culqui obtuvimos el diseño de la línea de aducción y de su red de distribución.

e) DISEÑO DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE E INSTALACION DE DISPOSICION SANITARIA DE EXCRETAS EN EL SECTOR LAS PAMPAS DEL CASERIO DE HUANDO BAJO, DISTRITO DE SAN MIGUEL DEL FAIQUE, Municipalidad del faique, 2016 ⁹.

Como objetivo principal del proyecto responde a la necesidad de la población del caserío de Huando bajo, de contar una infraestructura para el abastecimiento de agua potable en forma satisfactoria y eficiente y un adecuado sistema de disposición sanitaria de excretas, de tal manera con ese proyecto la población mejora su calidad de vida teniendo un sistema de agua mejorado. Su sistema de agua potable actual cuenta con más de 30 años de antigüedad, fue ejecutada por Foncodes y la institución edil, debido a ello, las estructuras del sistema se encuentran en mal estado por cumplir su tiempo de vida útil, y esto hace que el servicio sea insuficiente, que no es de calidad al no cumplir los estándares técnicos. El actual sistema de agua es por tubería sin ningún tratamiento, cuentan con conexiones domiciliarias, artesanales, los componentes de agua en mal estado, por lo que genera que el servicio de agua no sea continuo y no llegue con una adecuada presión a cada vivienda.

La metodología empleada fue tipo descriptiva.

Se realizaron encuestas para determinar la población actual y el estado en que se encuentran. Se realizó el trabajo de campo, realizado con un levantamiento topográfico, para ubicar y definir las estructuras del sistema, además saber las características físicas del terreno, para instalar las letrinas con arrastre hidráulico.

Para **solucionar** esta problemática que día a día perjudica a la población, se realizó un estudio de factibilidad, y luego llevar a cabo la renovación del sistema de agua potable del anexo las pampas, asimismo que la población reciba una agua de calidad para su respectivo consumo humano.

d) “AMPLIACION DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALACANTARILLADO PARA LA LOCALIDAD DE SANCRISTOBAL-DISTRITO DE SAN MIGUEL DEL FAIQUE”.

Castillo, J (2017)¹⁰. Como principal objetivo del proyecto radica en la mejora de la calidad de vida y la disminución de los índices de enfermedades estomacales en las poblaciones beneficiarias.

La metodología a usar es descriptiva, se propusieron mejoras de gestión de obras de saneamiento rural (de acuerdo a lo observado), se dieron soluciones propuestas a cualquier inconveniente presentado durante la obra.

Para ello es necesario, recorrer el área de influencia del proyecto para ver su topografía, tipo de suelo, clima, accesos, etc. Lo cual permite a los profesionales

a tener una visión panorámica respecto al objetivo que se debe lograr y cotejarlo con lo estipulado en el expediente técnico.

Donde concluye: El reconocimiento de campo en donde se ejecutara el proyecto debe ser el inicio de la programación de los recursos humanos y materiales de una obra, ya que permite tener una visión panorámica respecto de si es fidedigna o no la información del expediente técnico, no menciona en ningún lado que parte del terreno del ámbito del proyecto sufre asentamientos.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 R.M.N° 192 – 2018 – Vivienda ⁽¹¹⁾. La guía técnica de diseño “OPCIONES TECNOLOGICAS PARA SISTEMAS DE SANEAMIENTO EN EL AMBITO RURAL, aprobado por el PNSR.

La presente norma será aplicada para la formulación y elaboración de los proyectos de los sistemas de saneamiento en el ámbito rural de nuestro país (PERU)”, en las zonas rurales que no superen los 2000 habitantes de población.

Formulas y criterios para el diseño del sistema de agua potable, según la norma de opciones tecnológicas para ámbito rural.

a) Población de diseño.

La población inicial del proyecto, se define por el número de viviendas del sector de Calangla, y para sacar la población inicial se debe realizar una encuesta Insitu, y para determinar la población futura se debe tener la población de los censos anteriores del INEI.

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{r * t}{100}\right)$$

C) Dotación

A continuación se muestra las dotaciones consideradas para cada región en la que nos ubicamos, en nuestro proyecto se está considerando como la región sierra con 80 l/hab/día.

Tabla 1. Cantidad de agua para ámbitos rurales de nuestras regiones, de nuestro país, (lt/hab/día).

Dotación por región.			
REGIÓN	DOTACIÓN SEGÚN TIPO DE OPCION TECNOLÓGICA (l/hab.d)		
	SIN ARRASTRE HIDRÁULICO (COMPOSTERA Y HOYO SECO VENTILADO)	CON ARRASTRE HIDRÁULICO (TANQUE SÉPTICO MEJORADO)	
COSTA	60	90	
SIERRA	50	80	
SELVA	70	100	
se asigna:			
	con arrastre hidraulico	80	lts/hab/dia
	sin arrastre hidraulico	50	lts/hab/dia

Fuente: Guía de diseño para ámbito rural.

En el caso de que se instalen los pilones públicos se deben de considerar, un caudal de 30 l/habitante/día.

Tabla 2. Cantidad de agua para colegios primarios y secundarios.

DESCRIPCIÓN	DOTACIÓN (l/alumno.d)
Educación primaria e inferior (sin residencia)	20
Educación secundaria y superior (sin residencia)	25
Educación en general (con residencia)	50

Fuente: Guía de diseño del ámbito rural.

e) Variaciones de Consumo

✚ Para el **consumo máximo diario** se considera un valor de 1.3. Al Q_{prom} . Se le multiplica el valor de 1.3.

$$Q_{prom} = \frac{Dot \times Pd}{86400}$$

- ✚ Para el **consumo máximo horario** se considera 2, a este valor se le multiplica el caudal promedio.

$$Q_p = \frac{Dot \times Pd}{86400}$$

$$Q_{md} = 2 \times Q$$

Tabla 3. Determinación del (Qmd) según redondeo.

RANGO	Q _{md} (REAL)	SE DISEÑA CON:
1	< de 0,50 l/s	0,50 l/s
2	0,50 l/s hasta 1,0 l/s	1,0 l/s
3	> de 1,0 l/s	1,5 l/s

- ✓ Volumen para tanque de almacenamiento de agua.

Tabla 4. Volúmenes de los Tanques de almacenamiento.

RANGO	V _{alm} (REAL)	SE UTILIZA:
1 – Reservorio	≤ 5 m ³	5 m ³
2 – Reservorio	> 5 m ³ hasta ≤ 10 m ³	10 m ³
3 – Reservorio	> 10 m ³ hasta ≤ 15 m ³	15 m ³
4 – Reservorio	> 15 m ³ hasta ≤ 20 m ³	20 m ³
5 – Reservorio	> 20 m ³ hasta ≤ 40 m ³	40 m ³
1 – Cisterna	≤ 5 m ³	5 m ³
2 – Cisterna	> 5 m ³ hasta ≤ 10 m ³	10 m ³
3 – Cisterna	> 10 m ³ hasta ≤ 20 m ³	20 m ³

De dar un valor fuera del rango, el ingeniero consultor, debe realizar los cálculos correspondientes, para volúmenes múltiplos a 5, siguiendo los mismos criterios de la tabla.

1.1.1. Estructuras consideradas en el proyecto de agua potable. Según guía de opciones tecnológicas.

A continuación se describen los siguientes componentes con sus respectivas fórmulas de diseño, y va relacionado de acuerdo a los componentes que se utilizaran para nuestro proyecto de tesis, en el sector de Calangla.

a) **Manantial de ladera**

La fuente de abastecimiento para nuestro proyecto es un manantial de ladera, que aflora en la superficie en la parte alta del sector Calangla, y que tiene el caudal necesario para que abastezca a la población.

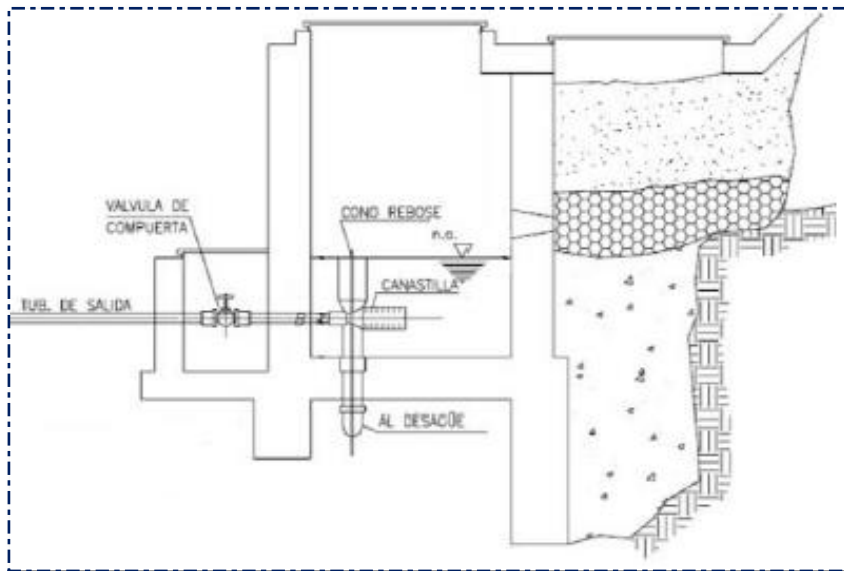


Ilustración 1: Manantial de Ladera

Fuente: R.M.Nº192-2018.

Componentes principales

- Cámara de protección, se debe diseñar o ejecutar en campo de tal manera que no altere la corriente de la vertiente natural, que aflora a la superficie.
- Tuberías y accesorios, deben tener la dimensión para captar el caudal máximo diario.

- Cámara de recaudación de aguas, para recaudar todas las aguas del humedal, es necesario que la cámara se instale fuera del terreno húmedo permitiendo la recaudación de todas las aguas que filtran a su alrededor.
- Protección perimetral.

Determinación del ancho de la pantalla

$$Q_{MAX} = V_2 * C_d * A$$

$$A = \frac{Q_{max}}{V_2 * C_d}$$

Donde:

Cd: Coeficiente de descarga (Valores entre 0.6 a 0.8)

H: carga sobre el medio del agujero (rangos de 0.40m a 0.50m)

- **Calculando la velocidad de entrada :** $V_{2t} = C_d * \sqrt{2 * gravedad * H}$

Se asume $V_1 = 0.60\text{m/s}$ en la entrada de la tubería.

Igualmente: $D_{(m)} = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$

- **Se estima el número de agujeros en la pantalla**

$$N_{ORIF} = \left(\frac{Dt}{Da}\right)^2 + 1$$

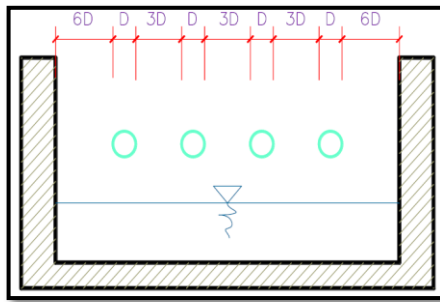


Ilustración 2: Determinación del ancho de pantalla, Manantial de Ladera.

Fuente: R.M.N°192-2018.

Conocido el número de orificios y el diámetro de la tubería de entrada se calcula el ancho de la pantalla (b), mediante la siguiente ecuación:

$$b = 2 * (6D) + N_{ORIF} * D + 3D * (N_{ORIF} - 1)$$

- **Distancias entre el agua que se capta hacia la cámara húmeda.**

Se considera las pérdidas de carga, h_f que es igual a H (m) carga sobre el agujero, y (h) h_f en el agujero.

- Con la siguiente ecuación se determina la distancia de punto a punto.

$$L(m) = \frac{H_f}{0.30}$$

- **Se estima la altura total de la cámara.**

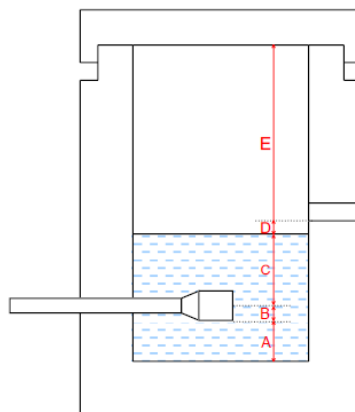


Ilustración 3: Altura total de la cámara húmeda.

Fuente: Guía de opciones tecnológicas.

Ecuación 1: $H_t = A + B + C + D + E$

Donde:

A: se considera una altura mínima de 10cm

D: Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínimo 5cm).

E: borde libre (se recomienda mínimo 30 cm).

C: se considera una altura promedio de 30 cm, para que el agua pueda fluir normalmente.

$$C = 1.56 \frac{V^2}{2g} = 1.56 \frac{Q_{md}^2}{2g * A^2}$$

- **Dimensionamiento de la canastilla**

Se considera 2 veces el \emptyset de la línea de conducción, que el área total de ranuras debe ser el doble de la LC y que el largo debe ser 3 veces el \emptyset de la LC.

$$H_F = H - h_o$$

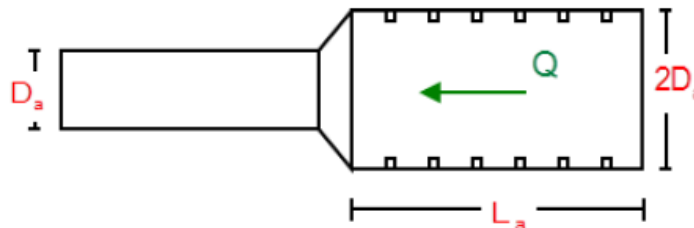


Ilustración 4: Medidas a considerarse de la Canastilla.
Fuente: R.M.N° 192-2018 del M.V.C.

- Se determina el $A_t = 2A$
- El resultado del A_T debe estar por debajo del 50% que el área de la granada.

$$A_{granada} = .5 * D_{granada} * L$$

$$N_{\text{Orificios}} = \frac{\text{Area total del orificio}}{\text{Area de orificio}}$$

- **Dimensiones de las tuberías de rebose.**

$$D_{\text{rpulg}} = \frac{0.71 * Q_{l/s}^{0.38}}{h_f^{0.21}}$$

H_f: en m/m – (valor recomendado: 0.015 m/m)

b) Líneas de Conducción

La línea de conducción debe tener la capacidad para conducir como mínimo, el caudal máximo diario (Q_{md}),

La línea de aducción debe tener la capacidad para conducir como mínimo, el caudal máximo horario (Q_{mh}).

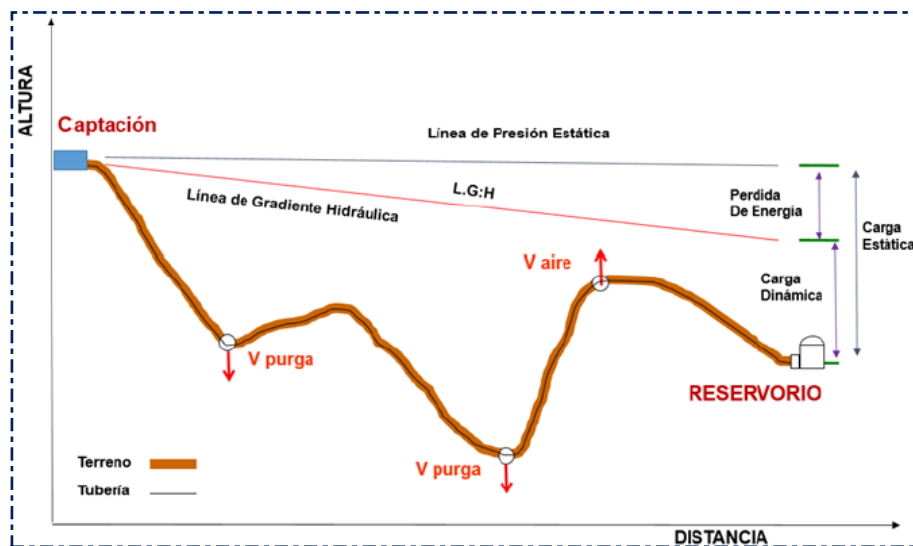


Ilustración 5: Línea de Conducción.
Fuente: R.M.N°192-2018.M.V.C.

✓ **Pautas para su respectivo diseño.**

Para las tuberías que trabajen sin a presión, se considerara la fórmula de Maning, con los coeficientes de rugosidad según el material.

$$V_{m/s} = \frac{1}{n=0.010} * R_h^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

✚ **Calculo de diámetro de la tubería:**

Se utiliza Hazen – Williams, para tuberías con diámetro superior a 50mm.

$$H_{f=m} = 10.674 * \left[\frac{Q_{m^3/s}^{1.852}}{C_{=150}^{1.852} * D_{=m}^{4.86}} \right] * Lm$$

✚ Se utiliza Fair – Whipple, para diámetros menores a 50 mm.

$$H_{f=m} = 676,745 * \left[\frac{Q_{=l/m}^{1.751}}{D_{=mm}^{4.753}} \right] * L$$

✚ **A través de la ecuación de Bernoulli, se calculara la (L.G.H).**

$$Z_0 + \frac{P_0}{\gamma} + \frac{V_0^2}{2 * g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 * g} + H_f$$

$$\frac{P_2}{\gamma} = Z_{1=mts} - Z_2 - H_{f=perdidas}$$



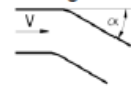



$\frac{P}{\gamma}$: Altura de presión del agua en m.

La P de la tubería no debe exceder el 75% de la que especifica el producto.

Se deben calcular las ΔH_i en los accesorios, mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta H_{i=m} = K_1 \frac{V^2 \left(\frac{m}{s}\right)}{2g}$$

Tabla 5. Coeficientes de pérdidas en los accesorios.

ELEMENTO	COEFICIENTE k_i									
Ensanchamiento gradual 	α	5°	10°	20°	30°	40°	90°			
	k_i	0,16	0,40	0,85	1,15	1,15	1,00			
Codos circulares 	R/DN	0,1	0,3	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
	K_{90°	0,09	0,11	0,20	0,31	0,47	0,69	1,00	1,14	
$k_i = K_{90^\circ} \times \alpha/90^\circ$										
Codos segmentados 	α	20°	40°	60°	80°	90°				
	k_i	0,05	0,20	0,50	0,90	1,15				
Disminución de sección 	S_2/S_1	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8				
	k_i	0,5	0,43	0,32	0,25	0,14				
Otras	Entrada a depósito						$k_i=1,0$			
	Salida de depósito						$k_i=0,5$			
Válvulas de compuerta 	x/D	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	8/8	
	k_i	97	17	5,5	2,1	0,8	0,3	0,07	0,02	
Válvulas mariposa 	α	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°		
	k_i	0,5	1,5	3,5	10	30	100	500		
Válvulas de globo	Totalmente abierta									
	k_i	3								

✚ Cámara de Reunión de Caudales

Estas reúnen los caudales de 02 captaciones a más, las medidas para su diseño de la cámara húmeda será de 0.8 x 0.8 x 0.90m.

- Los \emptyset que ingresan son de 29.4 mm y 1 1/2" (de cada captación), la tubería de salida de la cámara es de 2".

Calculo hidráulico

- Si el desnivel entre cámara y captación sobrepasa los 50 metros de desnivel, se instalar una CRP.
- Pautas a considerarse para obtener la altura de la cámara.
 - ✓ Altura mínima de salida, 0.10 m.
 - ✓ Borde libre, mínimo 40 cm
 - ✓ La tubería que entra a la cámara debe estar sobre el nivel de agua.

c) Las CRP para líneas Conducción.

Dimensión de la H, de la CRP.

- Altura mínima de salida, 0.10 m
- Borde libre, mínimo 40 cm.
- La cámara dispondrá de una tubería de rebose.

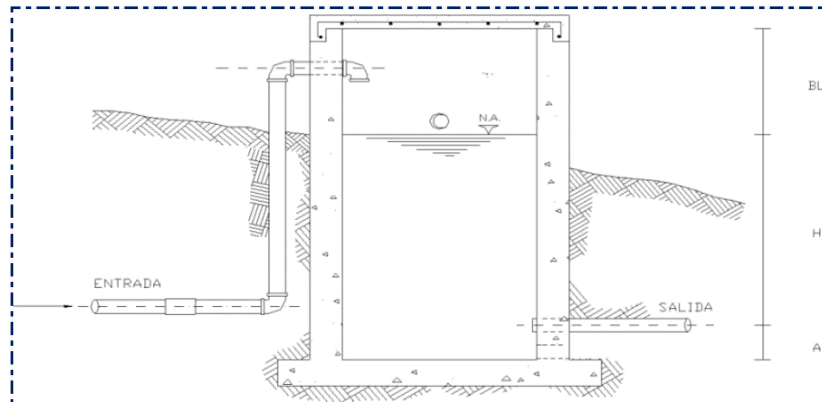


Ilustración 6: Cámara Rompe Presión T-06
Fuente: Libro de Roger Pittman.

✚ **Calculo de la cámara Rompe Presión**

✓ Se calcula la H de la CRP.

$$H = A_m + H_s + B_L$$

✚ **Dimensionamiento de la canastilla**

El \emptyset será el doble de la tubería que sale.

La (L) debe ser $> 3D$ y $<$ que $6D$

$$A_{Si} = \frac{\pi D_s^2}{4}$$

d) **Tanque de almacenamiento**

Su ubicación debe ser en la cota más alta, y que desde allí abastezca a las viviendas más desfavorables.

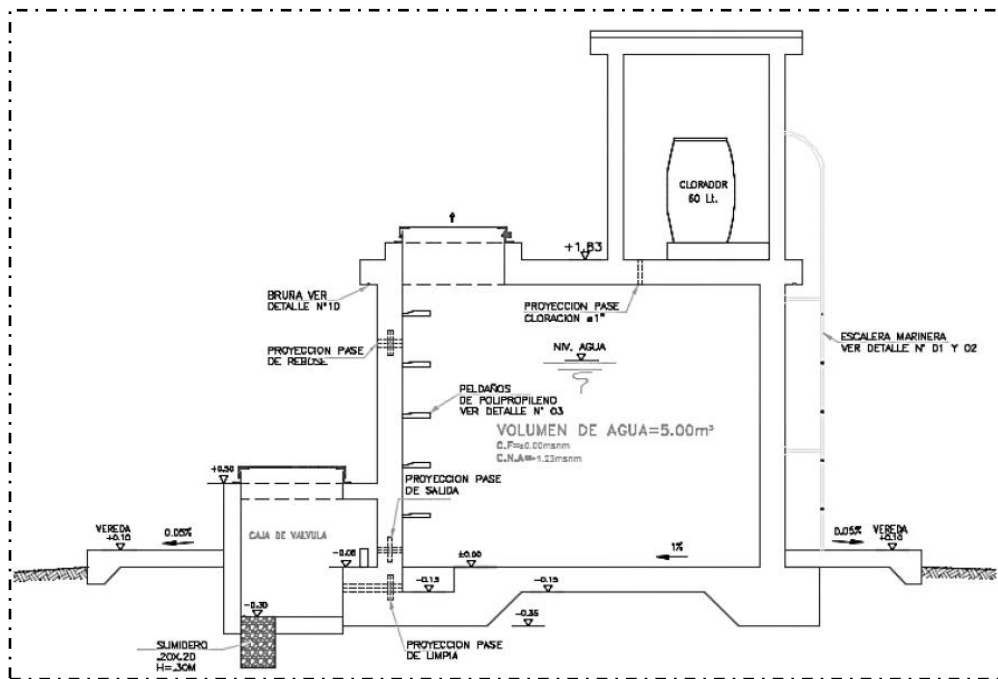


Ilustración 7: Tanque de Almacenamiento.

Fuente: R.M.N° 192-2018.

El volumen que se debe retener en el tanque debe ser el 25 % del caudal promedio que requiere la población.

Este mismo debe contar con los accesorios y componentes adecuados, como las tuberías de reboso, las válvulas, etc.

Sistema de Desinfección

A través de este sistema, se asegura un agua potable de calidad para que sea apta para su consumo de la población. Su instalación debe estar lo más cerca de la línea de entrada de agua al reservorio y ubicado los rayos solares o cualquier apto de la naturaleza no afecte la solución de cloro contenido en el tanque.

El cloro residual como mínimo debe encantarse de 0.30 a 0.8 mg/l, caso contrario será detectable por su olor y saber del líquido.

Desinfectantes empleados

Serán aquellos compuestos derivados del cloro que por ser oxidantes y altamente corrosivos, destruirán los microorganismos presentes en el agua. Estos derivados del cloro son:

- Hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{OCI})_2$ o HTH). Es un producto seco, granulado, en polvo o en pastillas, de color blanco, el cual se comercializa en una concentración del 65% de cloro activo.

- Hipoclorito de sodio (NaClO). Es un compuesto químico muy fuerte en oxidantes, contiene cloro en estado de oxidación +1, debido a esta característica se utiliza como desinfectante.
- Dióxido de cloro (ClO)₂. Se prepara al momento que se va a utilizar, disuelto en agua hasta concentraciones de un 1% ClO₂ (10 g/l) y se deben almacenar en lugares donde no les afecte los rayos solares.
- **Sistema de desinfección por goteo.**
- El peso a considerarse de hipoclorito de calcio: $P\left(\frac{gr}{h}\right) = Q\left(\frac{m^3}{h}\right) * d\left(\frac{gr}{m^3}\right)$
- Peso del producto comercial del cloro.

e) **Línea de aducción**

- Las pendientes no deben sobrepasar el 30%, para que las velocidades no sean fuertes.
- Mantener las distancias permisibles de vertederos sanitarios, márgenes de ríos, terrenos aluviales, nivel freático alto, cementerios u otros servicios.
- Establecer los puntos donde se ubicaran instalaciones, válvulas y accesorios, u otros accesorios especiales.

A tenerse en cuenta.

De transportar el caudal máximo horario (Q_{mh}), y la carga estática máxima será de 50 m.

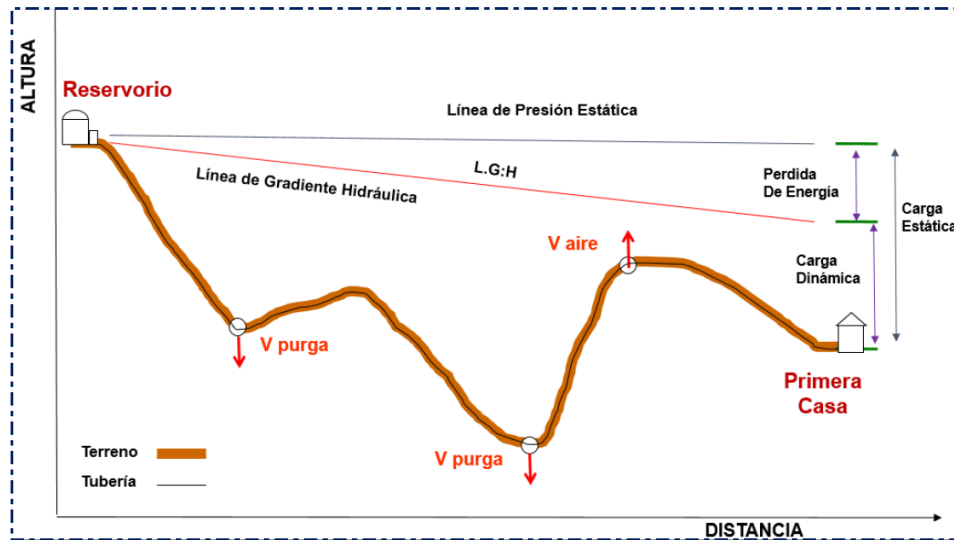


Ilustración 8: Línea de Aducción desde el tanque - Primer Ramal.

Fuente: R.M.N°192-2018

- **Diámetros**

- ✓ El diámetro se diseñara para velocidades mínima de 0.60 m/s y máxima de 3,0 m/s. el diámetro mínimo de la línea de aducción es de 25 mm (1") para el ámbito rural.

- **Dimensionamiento**

- ✓ **La línea gradiente hidráulica (L.G.H)**

La línea gradiente hidráulica estará siempre por encima del terreno. En los puntos críticos se podrá cambiar el diámetro para mejorar la pendiente.

- ✓ **Perdida de carga hidráulica (L.G.H)**

- Usualmente la fórmula de Hazen y Williams, para $\varnothing > 2''$ y Ecuación de Fair Whipple para $\varnothing < 2''$.

- ✓ Para tuberías con $\varnothing > 2''$, la de Hazen – Williams:

$$H_f = 10.674 \times \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} \times D^{4.86}} \times L$$

- Para tuberías con $\emptyset < 2''$, la de Fair – Whipple:

$$H_f = 676,745 \times \frac{Q^{1.751}}{D^{4.753} \times L}$$

- **Presiones**

$$Z_1 + \frac{P_0}{\gamma} + \frac{V_0^0}{2 * g} = Z_2 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^1}{2 * g} + H_f$$

f) Redes secundarias o ramales.

- ✓ Los \emptyset para redes abiertas en el ámbito rural será de (22.9 mm), $\frac{3}{4}''$ de tubería.

- **Presiones**

- ✓ La presión mínima en ningún punto de la red no debe ser < 5.00 mH₂O, o mayor de 50 mH₂O.

Redes ramificadas

Las redes deben estar conectadas a la red principal, y será de aplicación para aquellos ramales que contengan menos de 30 conexiones domiciliarias.

Se debe determinar el caudal para cada ramal, por el método de probabilidad, que se basa en el número de conexiones y en el coeficiente de simultaneidad. El caudal por ramal es:

$$Q_{\text{ramal}(\frac{1}{g})} = K_{(0.2-1)} * \sum Q_g$$

$$K = \frac{1}{\sqrt{(X - 1)}}$$

X: número de viviendas que abastece cada ramal.

Qg: Caudal por grifo (l/s) > 0.10 l/s.

Se puede admitir que la distribución del caudal sea uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.

Cuando por las características de la población se produzca algún gasto significativo en la longitud de la tubería, este debe ser considerado como un nudo más.

Se recomienda el uso de un caudal mínimo de 0.10 l/s para el diseño de los ramales.

1.1.2. DISEÑO SISTEMA DE LETRINAS CON ARRASTRE

HIDRÁULICO.

Para proceder a diseñar un sistema de disposición sanitaria de excretas con un sistema de arrastre hidráulico lo primero que debe tenerse en cuenta es la disponibilidad del agua (dotación).

- Siendo 80 l/hab/día; para elegir la opción sanitaria de excretas con arrastre hidráulico.
- Además menciona que las familias que se abastecen con una dotación de 80 l/hab/día, serán las que se puedan beneficiar con este sistema de letrinas de arrastre hidráulico.

- Se tiene que tener en cuenta el Nivel freático, para elegir este sistema de arrastre hidráulico, la profundidad del nivel no puede ser menor a 4 metros.

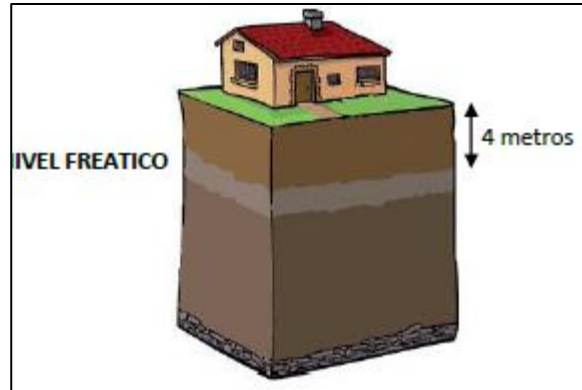


Ilustración 9: Presencia de Nivel freático, en los suelos.
Fuente: Guía de opciones tecnológicas.

- La zona del proyecto no debe ser inundable, deben ser terrenos firmes, y para nuestro proyecto los terrenos son aptos para este sistema.
- El suelo no debe presentar humedad (suelo fisurado), ya que a través del tiempo, aumenta su volumen y puede ocasionar serios daños que perjudiquen a las estructuras enterradas.
- En caso que el terreno sea rocoso o semirocoso, difícil de excavar se recomienda utilizar un sistema de disposición sanitaria de excretas del tipo seca.
- **CRITERIOS DE DISEÑO.**
- La caseta de la UBS –TSM está incluido por el inodoro, lavatorio y una ducha.
- El lugar donde se ubique la zona de infiltración debe ubicarse a unos 6 metros de distancia de la casa, además en una zona alta donde no se produzca inundación.

- **Los componentes**
- **La UBS-TSM**, constituye la caseta y los aparatos necesarios de un saneamiento básico.
- ✓ **Tanque Séptico mejorado:** se encarga de la separación de los líquidos y los sólidos de las aguas negras.
 Debe incluir las tuberías de ingreso y salida de los líquidos.
 Debe contener el sistema de purga de lodos.
- ✓ La instalación de la **caja de registro** es necesaria para la reparación o inspección de la tubería de desagüe.
- ✓ Su función de la caja de lodos permite la filtración del lodo ya tratado
- Las medidas de las caseta debe de material prefabricado sus medidas deben ser de 1.80 x 1.80 m², con una altura aproximada de 2.15m, y debe construirse una vereda a su alrededor.

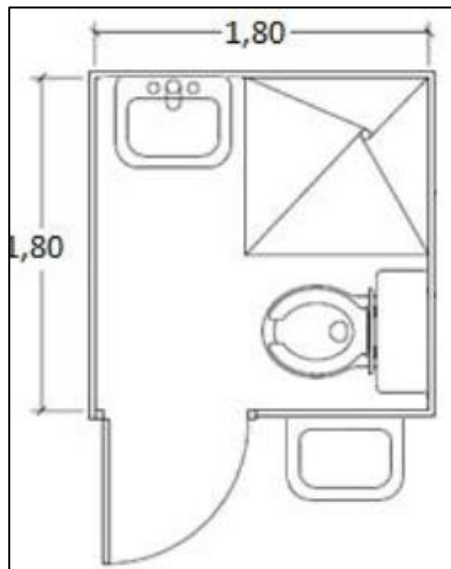


Ilustración 10: Unidad básica de Saneamiento.
 Fuente: norma de opciones tecnológicas.

- La red recolectada de aguas negras debe ser de Ø 4"

Complementos para la disposición final de los líquidos.

Pozo de Absorción: se elegí cuando no hay espacio para una zanja de percolación, asimismo cuando el suelo es permeable dentro del primer metro de excavación, su diámetro del pozo es de 1 metro por 2 metros de profundidad.

Zanja de Percolación: cuando el suelo filtra por encima de los 12 minutos. Su profundidad es de 0.60 metros, el ancho de 0.45 a 0.90m y su longitud de 30.00.

Para su previa de selección, se debe determinar el tipo de percolación, estos trabajos se deben realizar en campo, y a través de los resultados se determinara cual es el más adecuado en el área del proyecto.

2.2.2 RNE OS.010⁽¹²⁾: Captación y conducción de agua para consumo humano.

Alcances.

El siguiente reglamento se concentra mayormente para zonas urbanas que superan los 2000 habitantes en población.

Conducción por gravedad

- ✓ Los materiales a utilizarse serán determinados en relación al caudal y a la cantidad del fluido.
- ✓ La velocidad se respeta tanto para ámbito rural y urbano, debe ser menor a 0.60 m/s ni mayor a 3.00 m/s.

Válvulas de aire

- ✓ Son aquellos accesorios que son necesarios su colocación, en caso las pendientes sean positivas para ambas direcciones (puntos altos), en caso contrario la topografía mantenga un nivel suave, se colocara cada 2.00 km como máximo.

Factores que determinan el consumo del agua.

Hay muchos factores como las características de la población, clima, tamaño de la ciudad, grado de industrialización, tipo de servicio (con o sin medidor), calidad y cantidad de agua, existencia de alcantarillado, etc. Todo ello influye la demanda de agua.

Calculo de la dotación

Según RNE

La dotación promedio diaria anual por habitante, se fijara en base a un estudio de consumos técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadísticas comprobadas.

Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificara su ejecución, se considerara por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 180 l/hab/día, en clima frio y 220 l/hab/día, en clima templado y cálido.

Para programas de vivienda con lotes de área menor o igual a 90 m², las dotaciones serán de 120 l/hab/d en clima frío y de 150 en clima templado y cálido.

Variaciones de consumo.

Por lo que el consumo de agua durante el día y el año no son constantes, esto hace necesario que se calculen gastos máximos diarios y máximos horarios y para el cálculo de estos se hace uso de coeficientes de variación diaria y horaria.

Variaciones diarias

El COEFICIENTE DE MAXIMA DEMANDA DIARIA (K1) está relacionado con el consumo en el día de máxima demanda e indirectamente en consumo medio anual diario.

$$k1 = \frac{\text{consumo en el día de máxima demanda}}{\text{consumo medio anual diario.}}$$

El RNC indica utilizar el valor de K1 en 1.2 a 1.5

Ministerio de salud recomienda usar **K1=1.3**

Variaciones horarias.

El coeficiente de demanda horaria (K2), está dada por:

$$k2 = \frac{\text{CONSUMO MAXIMO HORARIO}}{\text{CONSUMO MEDIO ANUAL DIARIO.}}$$

El RNC estipula valores para K2.

- Para zonas con habitantes de 2000 a 10000 $K2 = 2.5$
- Para poblaciones > 10000 hab. $K2 = 1.8$
- Según el Minsa para centros rurales $K2 = 2$

2.2.3 RNE OS.100 ⁽¹³⁾: Captación y conducción de agua para consumo humano.

Población: en caso que se trate de asentamientos humanos el crecimiento debe estar de acorde el plan regulador regional, si lo hubiere, en caso contrario, se debe tener en cuenta los estudios socioeconómicos, los factores históricos, la tendencia de desarrollo.

La dotación: en caso que no haya estudios anteriores, se debe de considerar 180 l/hab/día, en climas fríos y 220.00 l/hab/d, para climas calurosos. Asimismo se debe de tener en cuenta que para viviendas con un área de 90 m², la dotación se debe considerar 120 l/hab/día, y 150 l/hab/día, para climas calurosos.

Variaciones de consumo: Se debe de considerar que el caudal máximo diario tiene un valor de 1.3 y la demanda horaria está entre los rangos de 1.8 a 2.5.

2.3 Marco Conceptual

2.3.1 Fuentes de abastecimiento de agua

Las fuentes de abastecimiento, son un elemento principal en el diseño de un sistema de agua potable y antes de todo, es necesario primero definir su ubicación, tipo, cantidad, rendimientos mínimos, análisis físico-químicos y

calidad. Y de acuerdo al relieve del terreno (topografía) se determinara si el sistema será por gravedad o bombeo.

Se opta por un sistema de gravedad, cuando la captación se ubica en la parte más alta de la zona a abastecerse, para que el recurso fluya a través de la fuerza de la gravedad, y se elige un sistema por bombeo, cuando la fuente de agua se ubica en cotas altimétricas menores a las de la población, siendo necesario conducir agua mediante sistemas de bombeo, a reservorios que se encuentran ubicados en cotas altimétricas elevadas a los caseríos o centros poblados.

La fuente de abastecimiento a utilizarse en forma directa o con obras de regulación, deberá asegurar el caudal máximo diario para el periodo de diseño.

A continuación se describen las principales fuentes de abastecimiento: aguas de lluvia, aguas superficiales y aguas subterráneas.

a) Aguas de lluvia.

Este sistema se emplea en zonas alejadas donde no es posible adquirir aguas de superficies o manantiales y se tiene que tener en cuenta que este tipo de fuentes se realizaran en lugares donde el régimen de la lluvia sea constante para que pueda abastecer a la población que lo requiera. Para ello se utilizan las coberturas de las viviendas o estanques impermeables para acumular el agua y luego conducirlas a su destino donde lo requieran.

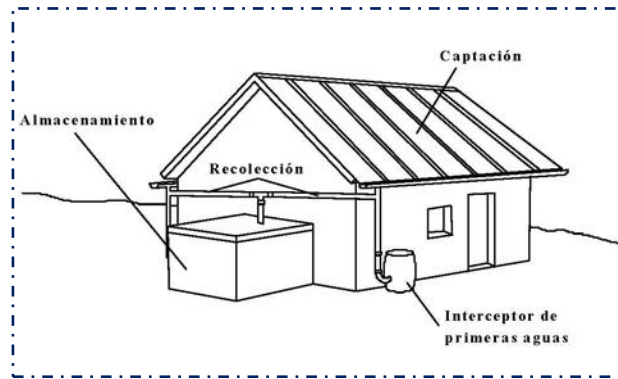


Ilustración 11: Recolección de aguas de lluvia.
R.M.N°192 - 2018

b) Las aguas superficiales

Están integradas por diversas fuentes de la naturaleza, como son los ríos, las quebradas, las acequias, etc. Estas fuentes no son recomendadas para el consumo de la población, ya que están sometidas a contaminaciones fácilmente debido a las descargas residuales, turbiedad del agua, provenientes de zonas que se encuentran ubicadas aguas arriba. Pero sin embargo cuando no existe otra alternativa, será utilizada para el consumo, pero teniendo en cuenta una infinidad de estudios que se realizara al recurso hídrico, para que luego este apta para su consumo de la población.



Ilustración 12: Aguas superficiales, Ríos, Quebradas o Arroyos.
Fuente: propia.

c) Aguas subterráneas.

Estas fuentes de agua mayormente se concentran en la costa de nuestro país especialmente en lugares secos, ya que es la única fuente de abastecimiento para nuestras poblaciones, lo que su extracción resulta cada vez más costosa, ya que estas se obtienen por medio de pozos someros y profundos y por los manantiales que afloran libremente a la superficie. Están conformadas por los acuíferos profundos que se encuentran bajo la superficie de la tierra, siendo bien protegidas a las contaminaciones latentes que se puedan generar y tienen la gran ventaja para su uso, presentando calidad para el consumo humano.

En la imagen, se puede observar, que el agua proviene de la infiltración directa en el terreno de las lluvias o nieves.



Ilustración 13: Aguas subterráneas (Acuíferos).

Fuente: Revista; el agua potable y el saneamiento: el reto del Decenio para zonas urbanas y rurales.

d) Manantiales

Son aquellas fuentes que se dan por la misma acción de la naturaleza, estos pueden ser, los puquios, las vertientes, los ojos de agua, y principalmente se encuentran en las cumbres de las montañas, es decir en las partes altas de la sierra del Perú.

2.3.2 Levantamiento topográfico

Es la base principal de todo proyecto u obra, el levantamiento topográfico se realiza para conocer el relieve de terreno (Topografía), y de acuerdo a ese trabajo de campo determinamos, las cotas topográficas, las alturas, se realiza el

levantamiento para conocer la ubicación de la fuente, el trazado de redes, ubicación de reservorio, las redes de distribución, y la ubicación de las viviendas, etc. Elemento primordial para todo diseño, de un proyecto, ya que sin este estudio no se podrá dar ningún paso para la elaboración de expedientes técnicos. En nuestro caso se realizó el levantamiento topográfico del sector de Calangla, el estudio se llevó a cabo con una estación total, y en dibujo se trabajó con unas equidistancias (curvas de nivel) a un 1 metro para una topografía real.

2.3.3 Selección del tipo de fuente.

En el ámbito rural de nuestro país, existen 2 tipos más frecuentes, las fuentes superficiales y las subterráneas, la primera aquella más propensa a contaminarse por la que se concentra al aire libre, siendo necesario plantear para su captación una planta de tratamiento, que conlleva la construcción de bocatomas, desarenadores, cámaras de filtros e instalación de sistemas de cloración. La segunda opción representada por puquios o vertientes que se localizan en las cumbres de la población generalmente emergen agua de buena calidad sin necesidad de colocar plantas de tratamiento solo se coloca un clorador en el tanque superficial.

Para nuestro proyecto se consideró la segunda alternativa, siendo un manantial de ladera, y que de acuerdo a los estudios de la calidad de la fuente de agua y el análisis de la misma, podrá abastecer a la población sin ningún tipo de tratamiento, a continuación se describirá más a detalle.



Ilustración 14: Captación Manantial CALANGLA BAJO.

Fuente: Propia Tomada en el Manantial.

2.3.4 Calidad del agua de la fuente.

Para el agua se apta para el consumo humano, ósea “Agua potable”, debe ser evaluada, para conocer su análisis microbiológico, su PH, su turbidez, salubridad, etc., estos análisis son de mucha importancia, porque el agua naturalmente contiene impurezas, que pueden ser físico. Química o bacteriológica y varían de acuerdo a la fuente.

El agua potable debe cumplir con los siguientes requisitos:

- ✓ Libre de microorganismos que causen enfermedades gastro-intestinales.
- ✓ Aceptable para consumo, con bajo contenido de color, gusto y olor aceptables, y
- ✓ Sin compuestos que causen corrosión o incrustaciones en las instalaciones sanitarias.

2.3.5 Dotación

Es la cantidad de agua que necesita cada poblador (l/hab/día), para abastecer sus necesidades diarias. Para determinar la dotación es importante tener el padrón de beneficiarios, para encontrar la demanda necesaria del agua, y ver que la fuente de agua abastezca a la población. Para nuestro proyecto se consideró 80 l/hab/día.

2.3.6 Cantidad de agua

En las zonas rurales de nuestro país, prevalecen las fuentes de los manantiales de ladera, para ello es muy importante conocer el caudal de la fuente, y debido a que existe carencia de registros hidrológicos, nos obliga en el trabajo de campo a realizar los “Aforos”, para conocer el rendimiento de la fuente, y ver si va a demandar con su caudal a la población.

Para tener datos reales, es necesario que los aforos se realicen en los meses de estiaje y también en los meses de avenida o lluvia, para conocer los caudales mínimos y máximos, además hay que tener en cuenta que el valor del caudal mínimo debe ser mayor que el consumo máximo diario (Qmd), con la finalidad de abastecer a la población que lo requiera. Es necesario realizar encuestas In situ, a la población que habita desde los principios, para que nos aporten información real acerca del comportamiento y las variaciones de caudal de la fuente, si es que se seca en alguna estación del año.

A continuación se explica el método volumétrico, siendo el más utilizado para aforar y determinar los caudales.

2.3.7 Aforo de la fuente

Aforo es conocer el rendimiento de la fuente de agua, especialmente en épocas de estiaje donde conoceremos los rendimientos mínimos y máximos, se realizan para obtener el caudal y se realiza mediante el método volumétrico, utilizado en todos los proyectos de agua potable, para abastecer a una comunidad.

a) Método volumétrico

Este método se aplica en caudales pequeños, donde se pueda encauzar el agua generando una corriente del fluido de tal manera que se pueda provocar un chorro (ver ejemplo), Dicho método consiste en tomar el tiempo que demora en llenarse la cuba de volumen conocido. Después se divide el volumen en litros entre el tiempo promedio en segundos, obteniéndose el caudal (l/s).

$$Q = V/T$$

Para determinar valores ajustados a la realidad se recomienda por los menos unas 5 veces realizar estas medidas. A continuación se presenta un ejemplo:



Ilustración 15: Calculando el aforo del manantial, por el método volumétrico.
Fuente: Propia

b) Método velocidad – área

Este método consiste en medir la velocidad del agua superficial, a través de un objeto flotante que se tardara en recorrer, aguas abajo, con una distancia conocida, y con esto se tomara el tiempo en que recorrerá este objeto.

Para su medición en campo, una persona se ubica en el punto A con el flotador y la otra en el punto B con el cronometro. Se medirá el tiempo de recorrido del flotador del punto A al B. se recomienda utilizar un mínimo de 10 mediciones y calcular el promedio. Cuando la profundidad del agua que trae la sección es menor a 1 metro, a la velocidad promedio del flujo se considera el 80% de la velocidad superficial, La velocidad de la corriente de agua del rio o quebrada se calcula con base a:

$$Q = 800 * V * A$$

Donde:

$$Q = l/s$$

V = Velocidad en m/s

A = área de la sección transversal en m²

- Para nuestro proyecto, se aplicó el método volumétrico, para conocer la cantidad de agua de dicha fuente, según establece Roger Agüero Pittman logrando los siguientes resultados.



Ilustración 16: Métodos de Aforo.
Fuente: Libro. Roger Agüero Pittman.

2.3.8 Características físicas del agua.

a) Turbidez

La turbidez del agua se caracteriza por la presencia de partículas muy finas, que se desprenden de los limos, arcillas, materias orgánicas y microorganismos, y para determinar el grado de turbidez se determina en el laboratorio mediante el turbidímetro.

b) Color

Se sabe, que el agua para consumo humano no debe tener color ni olor, y mucho menos sabor, si presenta cualquiera de estos gustos, se debe practicar estudios en un laboratorio con los tubos de NESSLER, comparándolos visualmente, para determinar algún tratamiento de solución.

c) Olor y sabor.

El agua para consumo humano no debe tener olor, sabor ni color. Asimismo para obtener agua de buena calidad se realizara diversos análisis físicos, de purificación de agua, ya que el agua es capaz de disolver una gran cantidad de sustancias químicas que originan los problemas de olor y sabor.

d) Temperatura

En el puntos de captación el agua natural se conserva constantemente en todo el año, a una temperatura de 7°C a 18°, por lo que se encuentra en las cumbres altas del caserío ubicándose a una cota altimétrica de 2445.00 msnm.

2.3.9 Características químicas del agua.

a) Materia Orgánica

La fuente de captación tiene un principal problema observado que es el descuido total de su fuente de agua por lo que está dispuesto al aire libre de la naturaleza, no está bien protegido con cerco perimétrico, los componentes están en deterioro ni están reforestados, por lo mismo que se están contaminando fácilmente, por las

heces de los animales, descomposición de tejidos de animales reptiles, vegetales, entre otros compuestos orgánicos.

Las fuentes de captación están sujetas a contaminarse con la materia orgánica que se descompone.

b) PH del agua

El PH del agua es uno de los análisis que permite conocer la calidad del agua, este mismo indica la aglomeración de iones de hidrogeno en el líquido, en la que define la magnitud de acidez o alcalinidad. La medida del PH se ejecuta en una escala de 0 a 14, con 7.0 considerado neutro. Las soluciones con un PH menor a 7.0 se considera líquidos ácidos, y mayor a 7.0 se consideran alcalinos.

En resumen, si el agua presenta un $\text{PH} < 7$ se consideran líquidos ácidos, y con un $\text{PH} > 7.0$ se considera básico o alcalino.

El PH del agua superficial puede fluctuar entre 6.5 a 8.0 y las aguas subterráneas fluctúa de 6.00 a -8.5. Las medidas de PH y la alcalinidad para concretar la corrosividad del agua.

c) Características microbiológicas del agua.

La fuente de abastecimiento del Caserío Calangla, se encuentra ubicada en la parte alta del caserío, donde esta propensa a contaminarse fácilmente, por el acceso de las personas, el pastoreo de animales aguas arriba, acarreo de basura por el mismo líquido, ya que se encuentra en un total abandono, sin cerco

perimétrico y mucho menos no cuenta con una protección, que garantice que sea agua de calidad.

- **Para nuestro proyecto se consideró.**

2.3.10 Sistema de agua por gravedad sin tratamiento.

Cuando se elige este sistema por gravedad, es porque la población a beneficiarse se encuentra a una cota topográfica inferior al de la captación. En nuestro proyecto tenemos dos manantiales de ladera, denominados Calangla alto y Calangla bajo, que por lo general y según los estudios del recurso, esta agua es de buena calidad, cantidad y confiabilidad que no requiere ningún tipo de tratamiento, solo una desinfección que se realizara colocando cloro a la fuente de almacenamiento, de tal manera que el agua potable sea de calidad para la población que le dé su consumo final.

a) Sistema de Redes abiertas.

Este sistema de redes abiertas mayormente se concentra en las zonas rurales de nuestro país, ya que las viviendas no se concentran en un solo pueblo, sino que se encuentran desfavorables o alejadas entre ellas, y esa situación no nos permite realizar un sistema cerrado.

Una de la principal desventaja de los sistemas con redes abiertas es que cuando se presente alguna rotura en una de las tuberías que la conforman, se tendrá que cortar el servicio de agua a todos los beneficiarios que estén ubicados desde las tuberías de falla, hasta aguas abajo.

b) Captación

Para diseñar nuestro proyecto de agua, fue necesario como factor principal, ubicar nuestras fuentes de agua, que cumplan con la calidad y cantidad del agua en este caso fue 02 manantiales de ladera, que abastecen a la población de Calangla, son los mismos puntos donde se captara el agua, así mismo se construirá una captación que permita reunir el caudal que lo abastezca a la población, sin alterar la calidad y la temperatura del líquido, ni modificar la corriente y el caudal del manantial, por ello que antes de la entrada a la cámara se coloque una capa de over, que va a permitir la filtración sin ninguna adversidad.

c) Línea de conducción

Su función principal es esta estructura es conducir el recurso hídrico desde la fuente de abastecimiento hasta el tanque superficial o planta de tratamiento donde será tratada hasta convertirse apta para consumo humano. En la línea de conducción se debe tener en cuenta la relieve del terreno (topografía), las cotas altimétricas, que de acuerdo a ellas, consideraremos las cámaras rompe presión, las válvulas de purga, las válvulas de aire, tubos rompe carga, etc. Aquellos componentes que permitirán una mejor conducción del líquido.

d) Cámara rompe presión.

Su función principal de la CRP, es reducir la presión hidrostática a cero, generando un nuevo nivel de agua, con la finalidad de evitar daños a la tubería. Entre desnivel entre la captación y algunos puntos a lo largo, de la línea de conducción puede generarse presiones superiores a 50 mca, y que superando esta

presión, las tuberías pueden sufrir daños, ante esta situación se procede a colocar las cámaras rompe presión, a 45 metros, las mismas que permitirán disipar la energía y que la presión relativa se convierta en cero (presión atmosférica),

La CRP consta de varios accesorios, una tubería de entrada y una tubería de salida de diámetros variables de acuerdo a los cálculos realizados por el proyectista, además contara 01 elemento de limpieza y rebose con una tubería de PVC de 2”.

e) Válvula de aire Manual.

Para colocar las válvulas de aire, se debe tener en cuenta bastante la topografía del terreno natural, ya que en el trazo de las redes siempre se va a presentar la necesidad que las tuberías pasen por los picos altos del terreno, entonces es allí que se den de colocar las válvulas de aire, ya que son aquellas que al no colocarlo, en los picos se va a formar una acumulación de aire provocando la reducción del área del flujo, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto.

Válvula para eliminar el aire atrapado en las tuberías. Pueden ser manual o automática (purgador o ventosa), siendo preferibles las automáticas.

f) Válvula de aire automática

Tiene la misma función de una válvula manual, pero es recomendable utilizar las válvulas de aire automáticas. Ya que automáticamente extrae el aire acumulado en los picos altos, además no permite que el aire penetre a la tubería

Su dimensión se determinará en función al caudal y a la presión de ese tramo de la tubería.

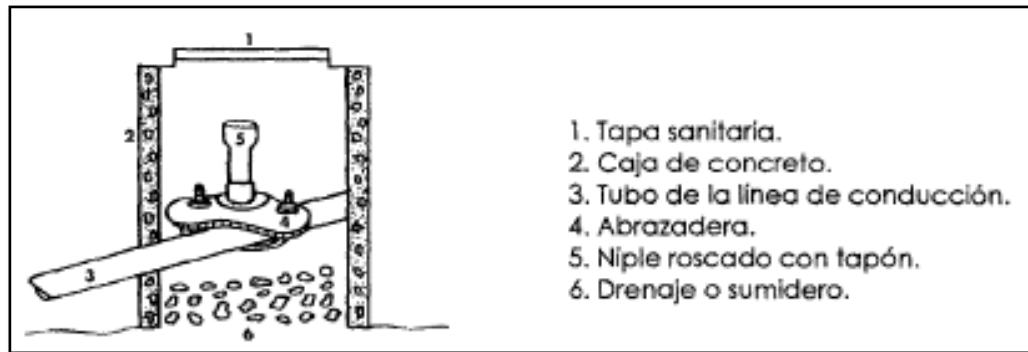


Ilustración 17: Válvula de aire.

Fuente: Agua potable para poblaciones rurales, de Roger Agüero Pittman.

g) Válvulas de purga

Se instalan en las cotas topográficas más bajas para eliminar los sedimentos que se acumulan, por lo que generan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar las válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de los tramos que van a ser acumulados con sedimentos. Se sugiere que el \emptyset de la válvula sea $<$ que el \emptyset de la tubería.

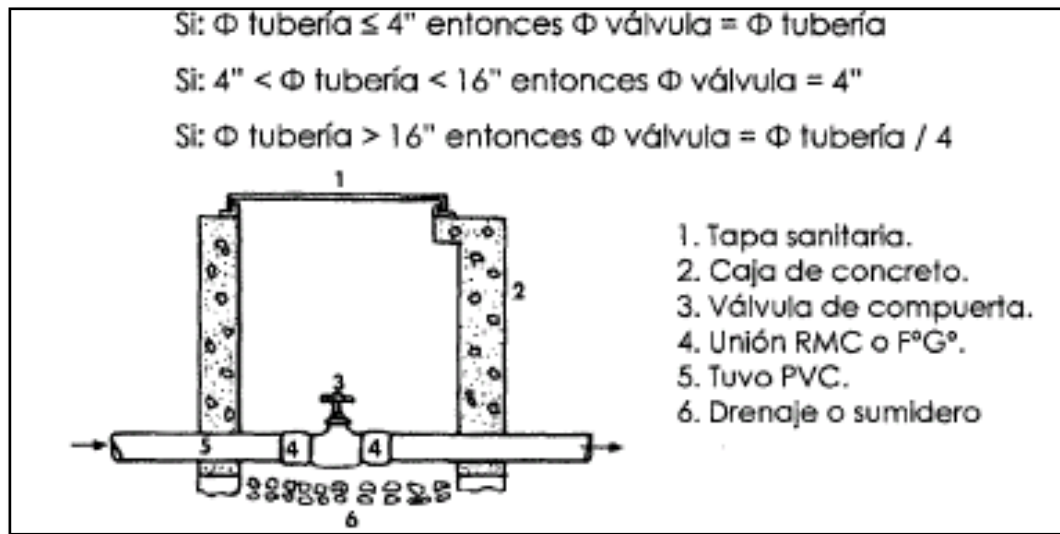


Ilustración 18: Válvula de Purga.

Fuente: Agua potable para poblaciones rurales, de Roger Agüero Pittman.

h) Tanque superficial apoyado

Llamado (Reservorio), este debe ubicarse en una cota topográfica superior al de la población que va a abastecer, para que garantice la presión mínima en las viviendas más desfavorables de la comunidad. El volumen que debe almacenar el tanque debe ser el 25 % del (Q_p), siempre que el abastecimiento sea continuo, y si es discontinuo de debe de considera el 30%. Asimismo los reservorios pueden ser de regulación, de reserva de agua para la población. Como recomendación tienen que estar cubiertos o sellados para evitar la contaminación de cualquier cuerpo contaminante.

i) Tratamiento del agua

Para que el agua sea potable se debe pasar por una serie de procesos físico-químicos, donde se conocerá las características microbiológicas del agua, y a través de los resultados de los análisis se definirá una planta potabilizadora solamente un tratamiento por goteo de cloro, que se colocara un tanque especial de cloro sobre el tanque apoyado.

j) Línea de alimentación

Es el conjunto de tuberías que se alimenta desde el reservorio, hasta el primer ramal que empieza a distribuirse, mayormente esta tubería es la de mayor diámetro ya que debe de conducir el caudal máximo horario (Qmh), en las zonas rurales esta línea de alimentación siempre suele ser de mayor longitud, por la lejanía del reservorio hasta la distribución del primer ramal.

k) Cámaras rompe-presión para redes de distribución.

Estas CRP se ubican cada 50 metros de desnivel entre cota a cota, ya que reducen la presión estática y se convierte a cero, en su instalación debe preverse de un flotador o regulador de aguas, para que se cierre automáticamente una vez que se encuentre llena.

l) Anclajes

Los anclajes serán instalados, cuando se coloque los pases aéreos, allí serán puntuales cumpliendo su función, como anclajes de seguridad y estas pueden ser con concreto simple o ciclópeo, etc. Se instalaran:

En tuberías expuestas a la intemperie, por ejemplo en las quebradas, lagunas, terrenos accidentados o formaciones de roca, ósea donde sea difícil acceso, para instalar la tubería, allí se hará uso de anclajes.

En los cambios de dirección tanto horizontales como verticales de tramos enterrados o expuestos, siempre que el cálculo estructural lo justifique.

m) Válvulas de seccionamiento

La cantidad y la ubicación lo define la distribución de los ramales, ya que en ellos se deben colocar para separar cada tramo en caso de reparaciones.

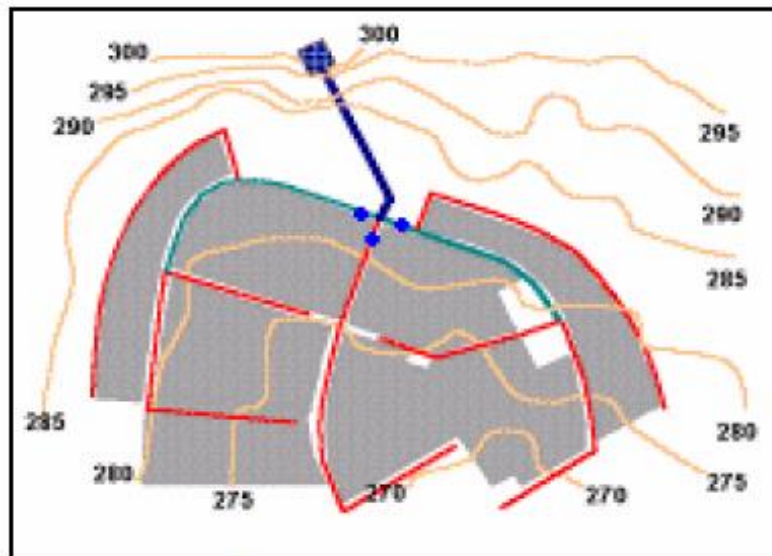


Ilustración 19: Válvulas de seccionamiento en redes s abiertas.

Fuente: Manual de redes abiertas, Ing. Pablo Valdivia.

n) Cámara de válvulas

Todas las válvulas deben prever de una cámara de protección, además sus dimensiones deben ser para una fácil reparación y operación de los dispositivos que se centren en ella.

o) Red de distribución

Conjunto de tuberías, que abastecen con agua potable, a las conexiones domiciliarias, con un sistema continuo de 24 horas al día, con un agua de calidad y cantidad a la población beneficiaria. Este componente incluye válvulas, toma domiciliaria, cámaras rompe presión o medidores en caso lo requiera.

p) Pérdida de carga unitaria (hf)

Es la pérdida de presión en la tubería por unidad de longitud debido a la fricción de las partículas del fluido entre sí y contra las paredes del material.

q) (Hf) por tramo de tubería.

Representa la pérdida de fricción de la tubería, en la longitud de cada tramo.

r) Accesorios

Componentes de mucha importancia, en la instalación de las redes de agua, como son las tees, codos, válvulas, reducciones, yees, pueden ser PVC o metálico las cuales fácilmente se utilicen para cambios de dirección, reducciones, etc. E se colocan en sentido a la dirección del flujo.

s) Diámetro interior

Es el diámetro interior de la tubería, y en los cálculos siempre se calculan con los diámetros mínimos en mm.

t) Población

La población actual del ámbito del proyecto, será definido por el número de viviendas y la densidad poblacional (hab/vivienda). Para justificar la población actual será necesario presentar un padrón de usuarios debidamente firmada y con el número de documento de identidad del propietario. Otro factor muy importante será la tasa de crecimiento la cual debe estar justificada con información validada por el INEI.

Una vez identificada la población actual y la tasa de crecimiento poblacional, se deberá realizar una encuesta In situ, para determinar la población real de la población, y de tal manera establecer la población futura con un horizonte del proyecto 20 años.

u) Periodo óptimo de diseño

Es el tiempo que se supone la obra estará trabajando al 100% de su capacidad. El periodo de diseño, está ligado a los aspectos económicos, por lo que no se deben desatender los aspectos financieros.

Esto se tiene como consecuencia que el ingeniero, trate de diseñar las obras modularmente para que la construcción de los sistemas se vaya realizando conforme se requiera, por lo cual se recomienda que el periodo de diseño sea generalmente de cinco años, exceptuando las obras que no se pueden modular.

v) Agua potable

Es aquella agua que cumple con las características físico químico y bacteriológico, que este apta para consumo humano, que su consumo no cause enfermedades o sean dañinas para la Salud, y se llega a determinar que es apta para consumo mediante los resultados obtenidos que se sacaron de las muestras en la captación.

2.3.11 Software computarizado WaterCAD

Es un software muy potente que está al tanto de la tecnología, donde simula, analiza y gestiona las redes de distribución de agua en los diversos ámbitos tanto para rural como urbano, concentrándose más en el urbano y es aquel que analiza las presiones y las velocidades en los diferentes puntos de las redes, y de esta manera hace más fácil su uso, y facilita los diseños, dejando de lado a los cálculos manuales que se desarrollan con las formulas convencionales.

- ✚ Su ventaja principal es que si ingresas datos erróneos, el sistema diagnostica que tienes problemas en la red, en la que debes de corregir y de esta manera te arroja información contundente y precisa para los diseños de agua.
- ✚ A través de sus herramientas permite planificar las mejoras a efectuar en la red y de una forma el mismo sistema diseña con costos de operación, brindándote los diámetros que debes utilizar.
- ✚ **Simulación:** es el comportamiento hidráulico de las redes de agua a una presión dada.

2.3.12 Conceptos que abarca la disposición sanitaria de excretas

Sistema de eliminación de excretas: se refiere a cada vivienda que cuenta o con un sistema donde se depositan o se recolectan los desechos sólidos, aguas servidas donde decantan después de ser utilizadas. En las zonas rurales de nuestro país, la gran parte de los pobladores hacen sus disposiciones a aire libre o en las letrinas de hoyo seco, de tal manera que contaminan el medio ambiente y generan enfermedades foco infecciosas a la zona y sus alrededores, por el cual en mi proyecto como manera de solución a esta problemática se planteó optar por opción tecnológica (UBS con sistema de arrastre hidráulico, la misma que beneficiara a la población con un servicio de saneamiento adecuado.

UBS-TSM: es un sistema adecuado para la disposición de excretas, en ella incluye la caseta con sus servicios de saneamiento adecuados como (inodoro, lavatorio y ducha), con su propio sistema de aguas residuales.

Tanque séptico mejorado: a este se conecta la UBS, aquella que contiene los aparatos sanitarios, así mismo es la permite recolectar y separar las aguas residuales que decantan en ella, y luego se encarga de eliminarlos por medio de la infiltración.

Caseta: aquella que alberga el inodoro, lavatorio y ducha.

Red de recolección: aquella que recolecta el agua residual y la transporta al tanque séptico mejorado lo hace por una tubería de 4" PVC debe tener una pendiente de 2%.

Caja de registro: a través de este dispositivo se lleva a cabo las inspecciones o reparaciones de las tuberías de desagüe.

Caja de lodos: es donde se incorpora la válvula extractora de lodos ya tratados serán infiltrados al suelo.

Biodigestor: es un tanque o cámara donde se almacena los las aguas además cuenta con un dispositivo de entrada y salida que permite el tratamiento de las aguas residuales.

2.3.13 Procedimientos para el cálculo de diseño de las redes de agua

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

- La red de distribución se deberá diseñar para el (Qmh).
- Se identifica la zona que será servida con el proyecto de agua.
- Se debe realizar un levantamiento topográfico, para identificar cada detalle de la zona, como las viviendas, los centros estatales, las piletas públicas, las captaciones, el posible trazo de las tuberías, los caminos y las vías de acceso, etc. Un levantamiento topográfico esencial para cualquier proyecto ya que determina las cotas topográficas de cada punto.
- Se debe tener en cuenta el tipo de terreno.
- Para el análisis hidráulico de las tuberías, debe aplicarse la fórmula de

Hazen William se utilizaran los coeficientes de fricción establecidos a continuación.

Fierro galvanizado 100

PVC 150

- El diámetro será aquel que asegure el caudal y la presión en cualquier punto de la red. Los diámetros nominales mínimos serán: 1" en redes principales, ¾" en ramales y de ½" para domiciliarias.
- Una recomendación importante, las tuberías de agua potable deben ir por encima del alcantarillado a una distancia de 1,00 m horizontalmente y 0,30m verticalmente. No se permite por ningún motivo el contacto de las tuberías de agua potable con líneas de gas, teléfonos o cables.
- La presión del agua, debe ser suficiente para que el agua pueda llegar a todas las instalaciones de las viviendas más alejadas del sistema. La presión máxima será aquella que no origine consumos excesivos por parte de los usuarios y no produzca daños a los componentes del sistema, por lo que la presión dinámica en cualquier punto de la red no será menor de 5 m y la presión estática no será mayor de 50 m.
- La velocidad mínima en ningún caso será menor de 0.30 m/s y deberá garantizar la auto limpieza del sistema. En general se recomienda un rango de velocidad de 0,5 – 1,00 m/s. por otro lado, la velocidad máxima en la red de distribución no excederá los 2 m/s.

A fin de que no se produzcan pérdidas de carga excesivas, puede aplicarse la fórmula de Mougny para la determinación de las velocidades ideales para cada diámetro. Dicha fórmula aplicable a presiones a la red de distribución de 20 a 50 Mca está dada por:

$$V=1.5*(D + 0.05)^{0.5}$$

Donde:

V= Velocidad en m/seg.

D= Diámetro en metros.

El número de válvulas será el mínimo que permita una adecuada sectorización y garantice el buen funcionamiento de la red. Las válvulas permitirán realizar las maniobras de reparación del sistema de distribución de agua sin perjudicar el normal funcionamiento de otros sectores.

a) *Calculo de la velocidad.*

$$V = 1.9735 \frac{Q}{D^{2.3}}$$

Donde:

V= Velocidad en m/seg.

Q= Caudal de paso por el tramo en l/seg.

D= Diámetro del tramo en plg.

b) *Diámetro estimado del ramal.*

$$D = \frac{0.71 Q^{0.38}}{S^{0.21}}$$

Donde:

Q= Caudal del ramal en l/s

D= Diámetro en pulgadas

S= Pendiente máxima en m/m.

c) *Perdidas de carga en los tramos.*

$$hf = \frac{10.674 Q^{1.851}}{c^{1.852} D^{4.86}} * L$$

Donde:

Q = Caudal en m³/seg.

C = Coeficiente de Hazen & Williams

D = Diámetro en metros

L = Longitud del tramo en metros.

El diseño hidráulico podrá realizarse como redes abiertas, cerradas y combinadas.

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

d) *Con que caudal deben diseñarse las estructuras.*

De acuerdo a las reglamentos y normas establecen que los componentes se diseñar con el Q_{mh} y Q_{mh}.

- Fuente de abastecimiento (Q_{máxd})
- Conducción (Q_{máxd})
- Aducción (Q_{mh})
- Tanque de almacenamiento 25% Q_m + V_{reserva}
- Planta de tratamiento Q_{máxd} + V_{reserva}
- Red de Distribución Q_{máxh}

e) **Criterios a tener en cuenta para diseñar las redes de distribución.**

- Se debe de tener en cuenta los aspectos prácticos durante la ejecución de la obra, sobre presiones de prueba, por ejemplo:

$$P_p = 1.5 P_n$$

- Las redes abiertas o cerradas se diseñaran con clase 7.5
- Sin embargo hay que tener en cuenta que para diámetros pequeños de ½” hasta 2” en el mercado existen tuberías que se fabrican con clase 10 mínimo, no se fabrican con clase 7.5.

REDES	Clase 7.5	Tub > 2”
	Clase 10	Tub < 2”

f) **Sobre Caudal de Diseño.**

- Para el ámbito urbano se diseña con el caudal que resulte mayor al comparar:

Urbano: $Q_{mh} = Q_{md} + Q_{contr}$ \implies Se considera sistemas contraincendios para poblaciones mayores de 10,000 hab.

Rural : Q_{mh} \implies No se considera sistemas contraincendios.

Nota: El diseño de los sistemas se va a basar en identificar las zonas de las viviendas que se va a servir. Por ello, se debe realizar un levantamiento topográfico, diseñar las curvas de nivel cada 1 metro, si hay vías aprovechar ellas, para diseñar por allí las redes.

- Para el análisis hidráulico bastara usar la formula Hardy Cross u otro método racional.
- Para Redes Cerradas del ámbito urbano se usara WATERCAD o también:
Balance de caudales, balance de cabezas de presión, Newton Ganson, gradiente hidráulico y método lineal.
- Para el ámbito Rural se aplica **el método de factor de simultaneidad.**
- Nota: en caso se utilizara la fórmula de Hazen Williams. Se utilizara el coeficiente de rugosidad $C = 140$, para tuberías PVC.

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * S^{0.54}$$

Esta fórmula se utiliza para tuberías $> 2''$.

Para tuberías menores da un pequeño error, ese error se corrige aplicando el coeficiente de rugosidad de $C= 140$.

g) Sobre Diámetros.

Habido un poco de desconocimiento de esta metodología, y por la cual se diseñaban redes con $\frac{1}{2}''$ porque los caudales de paso eran bajos, es por ello, que se diseñaba con $\frac{1}{2}''$. De acuerdo a ello la PNSR, ha establecido normas basadas en la aplicación del factor de simultaneidad, el diámetro a utilizarse que asigne el caudal, y la presión adecuada en cualquier punto de la red.

Diámetro nominales mínimos 1'' (25mm) en redes principales.

Diámetro nominales mínimos $\frac{3}{4}''$ (20mm) en Ramales.

Importante: La conexión domiciliaria debe ser menor $< 20\text{m}$, y si se pasa ya no será una conexión domiciliaria, sino se diseñara un ramal con diámetro de tubería mínimo de $\frac{3}{4}$ " , luego recién la conexión domiciliaria con una tubería de $\frac{1}{2}$ " (15 mm).

h) Las presiones

Debe ser suficientemente diseñada para que llegue a las viviendas más desfavorables y que no produzca daños ni alteraciones a los accesorios del sistema.

P dinámica ≥ 5.00 m

P estática ≤ 50.00 m

Sin embargo, para piletas públicas la presión dinámica se acepta hasta ≥ 3.5 , y la presión dinámica hasta 45 Mca.

Debido a que las tuberías sufren cambios bruscos de temperatura, estos cambios disminuyen su capacidad de resistir hasta los 50m, pese a que pasan las pruebas necesarias.

Nota: la razón por la cual las presiones en la red de distribución no deben ser mayores de 50m, porque genera desgaste en los accesorios, como por ejemplo, fatiga en el trompo o globo de los (caños).

Cuando es más de 50m de presión, va a querer pasar agua, por lo que va a generar más fuerza en la volante y va a desgastar el punto del globo o trompo y va a ser

desgaste prematuro, si la presión es más, genera pérdidas de agua y se va a estar cambie, cambie los accesorios

Es por ello, la razón que la presión debe ser máximo 50 metros.

i) Velocidad

La velocidad mínima es 0.30 m/s (redes de distribución), es decir para arrastrar partículas finas muy finas, sin embargo en la red de distribución se van a presentar velocidades menores hasta de 0.15 m/s todavía es aceptable.

Es decir por ejemplo, nosotros sabemos, que las planta de tratamiento de agua pasan por un proceso de desarenado, coagulación, floculación, sedimentación, filtros y se aplica sulfatos de aluminio, bueno esas partículas pequeñas para formar los floccs y que precipitan en los sedimentadores, a veces suelen pasar a los filtros, y pasan a la red de distribución, y esas partículas se arrastran con una velocidad de 0.15 m/s y saldrán por los caños.

Pero donde sean menores de 0.15 m/s, allí si hay que poner válvulas de purga, porque se va a generar, asentamientos de partículas.

Velocidad máxima: 2.00 m/s

$$V_{ideal} = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

V=m/s

D= (m)

Qi : Caudal en el nudo “i” (L/s)

Pt : Población total del proyecto (hab)

Pi : Población del área de influencia del nudo “i” (hab).

j) Diseño de las Redes abiertas.

Si la red abasteciera a más de 30 conexiones, podrán emplearse cualquiera de los métodos indicados anteriormente para el cálculo de los caudales.

En caso de tener menos de 30 conexiones, la determinación de caudales por ramales se realizara por el **método probabilístico o de simultaneidad.**

Se recomienda aplicar la siguiente formula:

$$Q_{RAMAL} = k * \sum Q_g$$

Donde:

$$K = (X - 1)^{-0.5}$$

Q_{RAMAL} : Caudal de cada ramal (L/s)

Q_G : Caudal por grifo (L/s). Este valor no será inferior a 10 l/s.

k : Coeficiente de simultaneidad. En ningún caso el coeficiente será menor a 0.20.

x : Numero de grifos ->2

x: Número de llaves que cada ramal distribuye a través de una conexión domiciliar

El caudal por grifo (Q_g) es una variable que depende del número y tipo de aparatos que se sirven a través de una conexión domiciliar o vivienda.

Caudales mínimos por aparato.

Tipo de instalacion	Q (l/s)
Pileta publica	0.10
lavadero multiusos	0.10
UBS*	0.15

III. HIPOTESIS.

¿El diseño hidráulico de la nueva red y la red existente de abastecimiento de agua e instalación de las unidades básicas de saneamiento de agua (UBS), beneficiaran y mejoraran el servicio de agua potable durante todo el día, y la calidad de vida de la población de CALANGLA?

IV. METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Alcance de estudio de la investigación

El alcance de estudio designado es el que corresponde a un estudio, descriptivo, correlacional y explicativo dado a que se centra en la precepción de los acontecimientos sucedidos Insitu.

Este tipo de investigación es no experimental, porque el estudio y análisis se basan en la observación y medición de los hechos en pleno acontecimiento sin alterar a la zona de estudio.

4.2 Nivel de la investigación de la tesis.

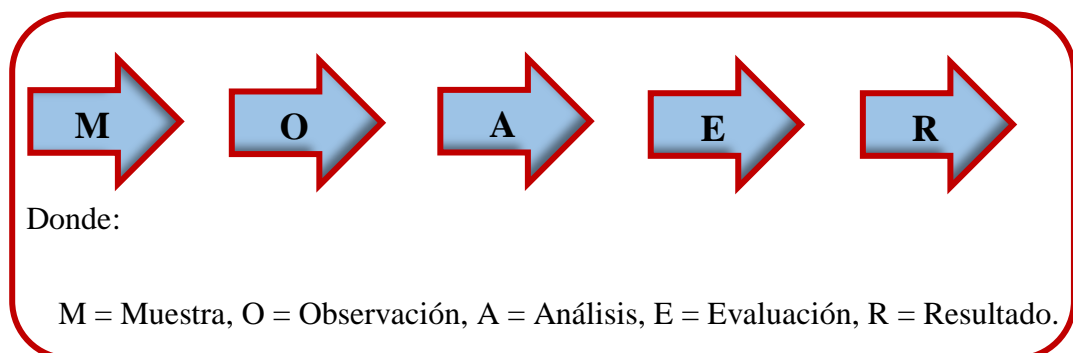
El nivel de investigación de la tesis será el cualitativo y cuantitativo, por lo que mi proyecto se basa en la medición, el análisis correspondiente, la evaluación y la observación, Insitu de las propiedades y/o componentes del sistema de agua del caserío de CALANGLA.

4.3 Diseño de la investigación

El alcance del estudio se desarrollara desde un tipo descriptivo - explicativo, se realizó un análisis estadístico de la población a través de un censo se determinó la cantidad de población que será beneficiada y correlacional, porque a través de las preguntas de investigación, se responde y se da solución a nuestra hipótesis planteada.

- a) El diseño de la investigación, de este proyecto se basa primeramente en la recopilación de información histórica, porque se recurre a la población de Calangla, se ve la necesidad que vive año tras año, por la falta de agua, y es a partir de allí que se toma serio interés en desarrollar un proyecto de investigación.
- b) Se inicia, con evaluar la cantidad de habitantes en la zona, luego los servicios básicos con lo que cuenta, para ello se realizó un diagnóstico a la población, recurrí a las fuentes de abastecimiento de agua existentes, para determinar la causa del problema, dando como alternativa de solución diseñar, proyectar un sistema de agua para la población de Calangla.

Por lo tanto el esquema del diseño de investigación que se aplica fue el siguiente:



4.4 El universo y la Muestra

4.4.1 Universo

El universo del proyecto se basa en la delimitación geográfica de todos los sistemas de abastecimiento de agua, de la zona rural denominado alto Piura, de nuestra región PIURA.

4.4.2 Población

La población de nuestro proyecto, son todos los sistemas de agua potable de las zonas rurales, Zona 01, Zona 02, Zona 03, Zona 04 y Zona 05, del distrito de san Miguel del Faique, Provincia de Huancabamba.

4.4.3 Muestra

La muestra de mi proyecto de tesis es el sistema de agua potable e instalación de letrinas en la parte alta y parte baja del centro poblado de Calangla distrito de san Miguel Del Faique, siendo que el sistema de agua existente abastecerá solo a la parte alta de Calangla, y el sistema proyectado desde la captación Macho Muerto, abastecerá a la parte baja, de tal manera que la población en general tenga un servicio adecuado y suficiente las 24 horas del día.

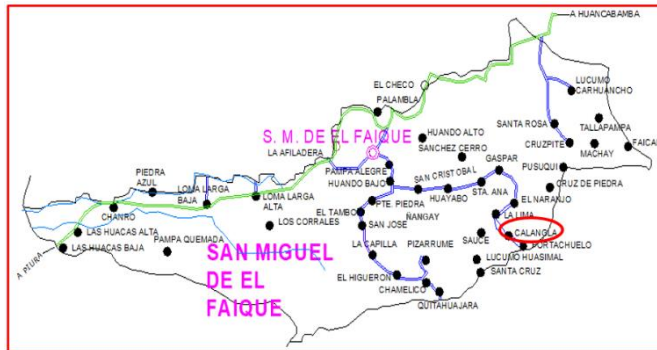


Ilustración 20. Mapa Distrital de San Miguel del Faique, con la ubicación de C.P. Calangla.

4.5 Definición y Operacionalización de las variables.

VARIABLE	HIPÓTESIS	DIMENSIONES	INDICADORES
VARIABLE INDEPENDIENTE: -Diseñar una nueva red, de abastecimiento de agua potable en caserío de Calangla.	¿El diseño hidráulico de la nueva red y la red existente de abastecimiento de agua e instalación de las unidades básicas de saneamiento de agua (UBS), beneficiaran y mejoraran el servicio de agua potable durante todo el día, y la calidad de vida de la población de CALANGLA?	Ampliación de una nueva red, de abastecimiento, con el caudal requerido por la población. Mejoramiento del sistema de la red existente que abastecera solo a la parte alta de la localidad.	UNA NUEVA RED DE ABASTECIMIENTO . MEJORARA LA DEMANDA QUE REQUIERE LA POBLACIÓN.
VARIABLE DEPENDIENTE: - Para mejorar el servicio que necesita la población total de Calangla.			FICHAS DE INSTRUMENTOS. Encuestas a la población. Coordinaciones con el Presidente de la JASS. Utilización del GPs, para ubicar y obtener la cota topografía de las fuentes de almacenamiento.

4.6 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

- ✚ Definió la zona rural, en este caso el C.P. de Calangla, siendo una zona que carece de este recurso hídrico tan importante, debido a la escasez del agua.
- ✚ Primera visita a campo, donde pude observar la realidad que se vive en la zona, y de tal manera determinar una alternativa de solución.
- ✚ Se presentó a la municipalidad una solicitud, para que me faciliten el plano de catastro y la topografía de dicho caserío.
- ✚ Una vez con el plano ya impreso, me dirigí a la zona de estudio, para verificar la planimetría que me indicaba el plano.

- ✚ GPS, navegador para ubicar algunas viviendas que no estaban consideradas en el levantamiento topográfico.
- ✚ Coordinación con los directivos de la JASS.
- ✚ Se trabajó en gabinete los planos obtenidos por parte de la institución pública, ubicando el croquis bien definido, con sus respectivas fuentes de abastecimiento.
- ✚ Se realizó la visita a campo a tomar los caudales de aforo de las fuentes de agua, en la que se determinó que en las fuentes de agua no contaban con el caudal suficiente que requería la población y ese era el problema que la población no contaba con el líquido suficiente.
- ✚ Se buscó otra alternativa de solución, la búsqueda de una nueva fuente de abastecimiento, por la que se ubicó a través de imágenes satelitales, global Mapper y google Earth.
- ✚ Una vez ubicado, me di cita a la comunidad, conjuntamente con los directivos de la JASS, nos dirigimos hacia una posible fuente abastecimiento, según la realidad que se conocía por parte de los directivos, decían que es una fuente que tanto invierno y verano se mantiene con agua aquel manantial denominado Macho Muerto, Ubicado a 3 horas dicha comunidad, con una cota topográfica de 2935,50 msnm, y aproximadamente 4 km de recorrido.
- ✚ Se realizó una muestra de agua para determinar los análisis microbiológicos, dando como resultado un agua libre de materia orgánica, apta para consumo humano, solo controlada con cloro.
- ✚ Los materiales correspondientes para la realización de las muestras de agua, se

adquirieron en DIGESA-PIURA, siendo allí mismo la entidad que me proporciono los resultados correspondientes.

- ✚ Una vez de acorde con los estudios, se planteó, abastecer con una nueva red de agua, desde el manantial Macho Muerto hasta la localidad de CALANGLA.
- ✚ El diseño se realizó en el programa AUTOCAD CIVIL 3D.
- ✚ Posteriormente en el software WATERCAD, un programa innovado en la que modela las redes de agua, y da como resultado las presiones y velocidades por tramos, a lo largo de la distribución de todo el sistema.

4.7 Plan de análisis.

Se tomó en cuenta los siguientes ítems.

- ✚ Determinación del área de estudio.
- ✚ Verificación de la topografía, con un GPS, navegador, y además se realizó un empadronamiento para determinar la cantidad de habitantes que se ubican en el área del proyecto.
- ✚ Análisis fisicoquímico y bacteriológico del agua, para determinar si es potable, o no, de los manantiales de ladera (fuentes de abastecimiento).
- ✚ se ubicó los manantiales de ladera.
- ✚ Los cálculos que se presentan son de acuerdo a la R.M.N°192 - 2018. Opciones tecnológicas para el diseño de sistemas de agua en el ámbito rural.
- ✚ Elaboración de planos; como por ejemplo, plano de ubicación, plano topográfico y plano del nuevo diseño de las redes de distribución.

4.8 Matriz de consistencia.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	Hipotesis	METODOLOGIA
<p>La situacion actual del caserio de CALANGLA, con respecto al servicio de agua potable, es deficiente, hoy en dia cuentan con sistema que consta de 02 manatales, que abastece a la poblacion, pero es insuficiente ya que su aforo no cubre la demanda que requiere la poblacion, solo les llega agua a la parte alta del caserio, y a la parte mas baja les llega por horas y con muy baja presion, por lo que los pobladores de dicha localidad muestran cierta preocupacion, por el servicio inadecuado que reciben, y es por ello, que sufren enfermedades en su salud, por que no consumen agua de calidad.</p>	<p>OBJETIVO GENERAL: Proyectar una nueva red de agua y mejorar la red existente para que ambas abastezcan las zonas alta y baja del centro poblado de CALANGLA.</p>	<p>¿El diseño hidráulico de la nueva red y la red existente de abastecimiento de agua e instalación de las unidades básicas de saneamiento de agua (UBS), beneficiaran y mejoraran el servicio de agua potable durante todo el día, y la calidad de vida de la población de CALANGLA?</p>	<p>Alcance de estudio de la investigación: El alcance de estudio designada es el que corresponde a un estudio explorativo, explicativo correlacional y descriptivo, de nivel cualitativo y cuantitativo.</p> <p>Diseño de investigación: El alcance el estudio se desarrollara desde un tipo descriptivo - explicativo, descriptivo porque a travez de un censo se determino la cantidad de poblacion a la que se beneficiara y correlacional, porque a traves de las preguntas de investigacion, se responde o se da solucion a nuestro problema.</p> <p>poblacion y muestra: Poblacion: para este proyecto el universo esta comprendido por todos los caserios y centros poblados del distrito de san Miguel del Faique. Muestra: Es la poblacion del centro poblado de Calangla, distrito de San miguel del Faique.</p> <p>Definiion y operacionlizacion de las variables. Variable Definicion conceptual Dimensiones</p> <p>Indicadores Instrumento</p>
<p>ENUNCIADO DEL PROBLEMA: ¿ EN QUE MEDIDA EL DISEÑO Y EL CALCULO HIDRAULICO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL C.P. DE CALANGLA, MEJORARA LA CONDICION DE VIDA DE LA POBLACIÓN?</p>	<p>OBJETIVOS ESPECIFICOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Localizar una nueva fuente de abastecimiento y que cumpla con el aforo y el caudal maximo que requiera la poblacion. - Plantear el posible trazo, de la linea de onduccion, y distribucion. - Diseñar los componentes que conforman en sistema de agua, para que funcione correctamente, tanto con sus velocidades y presiones y la poblacion tenga agua suficiente. 		

V. RESULTADOS

5.1 Parámetros básicos de diseño para el proyecto.

Antes de empezar el estudio del proyecto, se debe realizar una investigación preliminar de distintos factores como por ejemplo, la cantidad de habitantes para determinar la dotación necesaria de agua que debe ser suministrada, y de esta manera satisfacer las necesidades de la población durante el periodo de diseño de 20 años que se está considerando.

Consideraciones de diseño del sistema propuesto.

5.1.1 Determinación de la población

Para la determinación de la población futura se ha considerado los censos de la población rural desde el año 1993, que fue un total de 455, el censo del año 2007, que fue un total de 317 habitantes, toda esta información de los censos brindadas por fuentes del INEI y población actual (2019), empadronada que se realizó en el de caserío Calangla, además verificada por el Sr. Presidente de la JASS, da como resultado a 374 habitantes que habitan la población de Calangla.

A continuación se obtiene la tasa de crecimiento, con la respectiva información obtenida desde el INEI y la JASS de dicho caserío.

Tabla 6: Censo del año 1993, del Caserío de Calangla, según el INEI.

DEPARTAMENTO: PIURA

CODIGO	CENTROS POBLADOS	POBLACION	VIVIENDAS PARTICULARES 1/	CODIGO	CENTROS POBLADOS	POBLACION	VIVIENDAS PARTICULARES 1/
238006	TRIGAL	327	61	200306	DISTRITO SAN MIGUEL DE EL FAIQUE	9044	1968
239106	TRUSINCA	75	21				
240106	TUNAS PAMPA	87	17		CENTROS POBLADOS URBANOS	802	188
245006	VISNAGA	110	22		PUEBLO	802	188
246006	YAGARAJA	118	32		000104 SAN MIGUEL DE EL FAIQUE	802	188
	200305 DISTRITO LALAQUIZ	5999	1597		CENTROS POBLADOS RURALES	8242	1780
	CENTROS POBLADOS URBANOS	579	151		CASERIO	7998	1723
	PUEBLO	579	151		002005 CALANGLA	455	83
000104	TUNAL	579	151		004005 CHAMELICO	153	35
	CENTROS POBLADOS RURALES	5420	1446		005005 CHANRRO	332	74
	CASERIO	5140	1360		007005 CRUZ DE PIEDRA	167	22
001005	ALTO TUNAL	178	41		008005 EL HUANDO	614	146
002005	AMBUÑIQUE	221	59		009005 EL TAMBO	198	34
004005	CAPASH	123	27		011005 GASPAR	239	58
005005	CARAVELI	154	37		012005 GUAYAQUIL	26	11
006005	CRUZ ALTA	116	34		013005 HUAGAS	439	78
007005	CRUZ BAJA	118	35		014005 HUAYABO	231	65

FUENTE: Datos censales del INEI – Censo 1993.

Tabla 7: Censo del año 2007, Caserío de Calangla, según INEI.

CODIGO	CENTROS POBLADOS	POBLACION NOMINALMENTE CENSADA	VIVIENDAS PARTICULARES	ALTITUD	REGION NATURAL
200306	Dist. SAN MIGUEL DE EL FAIQUE	9 096	2 394		
0027	SANTA ANA	290	68	1 659	COSTA
0028	GASPAR	141	28	1 893	COSTA
0029	EL NARANJO	86	23	2 002	SIERRA
0030	LA LIMA	227	44	2 036	SIERRA
0031	ÑANGAY	169	41	1 589	COSTA
0032	SAUCE PUEBLO NUEVO	56	14	1 822	COSTA
0033	LA CAPILLA	489	126	1 396	COSTA
0034	CALANGLA	317	66	1 903	COSTA
0035	SANTA CRUZ	272	57	2 188	SIERRA
0037	PIZARRUME	169	50	1 842	COSTA
0038	EL HIGUERON	330	88	1 439	COSTA
0039	CHAMELICO	152	40	1 615	COSTA
0040	LUCUMO HUASIMAL	143	39	1 962	COSTA

FUENTE: Datos censales del INEI – Censo 2007.

5.1.2 Población actual caserío de Calangla.

- En el trabajo de campo consistió en un empadronamiento de toda la población que será beneficiada con el proyecto de agua potable y letrinas, dando como resultado de una población de 374 habitantes, en los anexos se adjunta la relación de beneficiarios, según el empadronamiento de la JASS.

PROVINCIA: HUANCABAMBA DISTRITO: SAN MIGUEL DE EL FAIQUE LOCALIDAD: CASERÍO LA CALANGLA	
RESUMEN	
N° DE BENEFICIARIOS	110.00
N° VIVIENDAS BENEFICIADAS	104.00
N° INSTITUCIONES	6.00
N° HABITANTES	374.00

Fuente propia: Empadronamiento de la población beneficiaria.

Instituciones beneficiadas

Instituciones estatales beneficiadas	
Instituciones beneficiadas	N° beneficiarios
IE. Inicial	34 alumnos
IE. Primaria	81 alumnos
IE. Secundaria	83 alumnos
Iglesia evangélica	aprox. 30 personas
Cocina de colegio	aprox. 4 personas
Cementerio	100 personas
Casa comunal	aprox. 30 personas.

5.1.3 Tasa de crecimiento.

Para la tasa de crecimiento se tomó como referencia los censos del año 1993-2007 y la población actual empadronada.

5.1.4 Cálculo de la Tasa de Crecimiento anual.

A primer lugar se procede a calcular la tasa de crecimiento anual ($r=\%$), a través de la información obtenida de los censos según el INEI, y el empadronamiento que se hizo a la población en el año enero 2019.

Calculo de la tasa de crecimiento (r).

Datos establecidos por el INEI y directiva JASS.

- Se conoce la población inicial censo (1993) = 455 habitantes.
- Se conoce la población después de 14 años (2007) = 317 habitantes.
- Se conoce la población actual año 2019, después de 12 años = 374

Habitantes.

- $P_a = 374$ hab; año 2019
- $P_{20} = ?$
- $t = 20$ años
- $r = ?$ Tasa de crecimiento de la población total

Solución:

Tabla 8: tabal de cálculo del \otimes , a través de los censos del INEI.

AÑO	P_a (hab.)	t (años)	P (pf - pa)	$P_a * t$	r (P/P_a*t)	$r * t$
2007	317					
		12	54	3804	0.0142	0.1704
2019	374					
Total		26 años				0.1704

Ilustración 21: Tabla utilizada del libro Roger Agüero Pittman.

- ✚ En la siguiente tabla, se muestra que entre el censo de 1993-2007, la población ha disminuido un total de 138 personas en 14 años, para el cual al criterio utilizado se va a trabajar con la tasa de crecimiento entre el año 2007-2019, que la población empieza a crecer con un total de 54 habitantes en 12 años.
- ✚ A continuación se procede a calcular el ®, con el censo 2007-2019.

$$r = \frac{\text{total de } r * t}{\text{total } t} = \frac{0.1704}{12 \text{ años}} = 0.0145 = 0.015$$

R = 15 por cada 1000 habitantes (15‰)

Con el valor r y reemplazando en la siguiente ecuación, se determina la población futura, como se indica a continuación.

$$P_d(2039) = P_i(2019) * \left(1 + \frac{r * t}{100}\right)$$

$$P_d = 374 * \left(1 + \frac{15 * 20}{100}\right)$$

$$\mathbf{P_d = 486.2 \text{ hab.}}$$

Tabla 9: Calculo de la población futura por año.

Año	Población	Nº de personas/familia	Nº de familias
0	374	3.6	104
1	380	3.6	106
2	385	3.6	107
3	391	3.6	109
4	396	3.6	110
5	402	3.6	112
6	408	3.6	113
7	413	3.6	115
8	419	3.6	117
9	424	3.6	118
10	430	3.6	120
11	436	3.6	121
12	441	3.6	123
13	447	3.6	124
14	453	3.6	126
15	458	3.6	127
16	464	3.6	129
17	469	3.6	130
18	475	3.6	132
19	481	3.6	134
20	486	3.6	135

Fuente propia: Calculo de la población futura por año.

5.1.5 Dotaciones de agua

Se entiende por dotación a la cantidad de agua que se asigna para cada habitante y que incluye el consumo de todos los servicios que se realiza en un día medio anual, tomando en cuenta las perdidas. Se expresa en litros/habitante/día. Esta dotación es una consecuencia del estudio de las necesidades de agua de una población, quien la demanda para distintos usos.

Tabla 10: Dotación de agua, según opción tecnológica y región (L/hab/día).

REGIÓN	DOTACIÓN SEGÚN TIPO DE OPCION TECNOLÓGICA (l/hab.d)	
	SIN ARRASTRE HIDRÁULICO (COMPOSTERA Y HOYO SECO VENTILADO)	CON ARRASTRE HIDRÁULICO (TANQUE SÉPTICO MEJORADO)
COSTA	60	90
SIERRA	50	80
SELVA	70	100

Fuente: Elaboración propia

- ✚ Actualmente el caserío de Calangla se abastece con 2 manantiales “Manantial alto y Manantial bajo”, las mismas sumando un caudal de aforo en tiempos de estiaje a 0.38 l/s, cuyo caudal es insuficiente para cubrir la demanda de la localidad, siendo como problemática para los pobladores, la falta de agua, hace que la presión sea baja y no llegue agua a sus viviendas de la parte céntrica de CALANGLA.
- ✚ Ante esta problemática, junto a los directivos de la JASS, se procedió a la búsqueda de otra fuente que sea la necesaria de abastecer a la población ya sea en épocas de invierno y verano, para ello conjuntamente con los directivos llegamos a la captación denominada “Macho Muerto, ubicada a 2935.50 msnm, en las cumbres de Calangla, a 3 horas de caminata de dicha localidad, sumando en recorrido de aproximadamente de 3.60 km. Aquel manantial suficiente para cubrir la demanda de la población, de Calangla, con un aforo tomado en campo en el mes de octubre dando como Caudal de aforo $Q_a = 1.10$ l/s.
- ✚ En conclusión, encontrando esta fuente, el C.P.P. Calangla se abastecerá de 02 Manantiales, el Manantial de “Macho Muerto”, abastecerá a la población céntrica de 82 viviendas que suman 294 habitantes en la actualidad, y a tiempo futuro a 20 años será 383 personas y el Manantial “Alto y Bajo”, abastecerán a 22 viviendas que equivale a 80 personas actuales y a población futura será 104 habitantes.

SUBSISTEMA N°01

5.2 Tramo “Manantial MACHO MUERTO” – Al centro de CALANGLA.

- ❖ **Abastecerá a 382 Personas, a la parte Baja del Centro Poblado de CALANGLA.**

Cálculo del Caudal para el tramo que abastecerá el Manantial Macho

Muerto.

Consumo UBS – Per cápita = Cd = Pf * dotación = 382 * 80 = 30,560 l/d.

Caudal de doméstico = 30560 / 86400 = 0.36 l/s.

Instituciones Públicas Caserío de CALANGLA

01 complejo educativo que abarca los 3 niveles de educación: inicial, primaria y secundaria.

- ❖ **Alumnos colegio secundario (San Martin).**

- 83 alumnos

Consumo colegio secundario = $\frac{83*25*30}{1000} = 63 \text{ m}^3/\text{mes} = 2.1 \text{ m}^3/\text{día} = 0.024 \text{ l/s}$

- ❖ **Alumnos nivel primario**

- 81 alumnos

Consumo colegio primario = $\frac{81*20*30}{1000} = 49 \text{ m}^3/\text{mes} = 1.64 \text{ m}^3/\text{día} = 0.019 \text{ l/s}$

- ❖ **Alumnos nivel inicial**

- 34 alumnos

$$\text{Consumo colegio inicial} = \frac{34 \cdot 20 \cdot 30}{1000} = 21 \text{ m}^3/\text{mes} = 0.7 \text{ m}^3/\text{mes} = 0.0081 \text{ l/s}$$

❖ **Demanda necesidades especiales (Casa comunal)**

$$\text{Casa comunal} = \frac{100 \cdot 3}{86400} = 0.003 \text{ l/s}$$

❖ **Demanda necesidades especiales (Iglesia evangélica)**

$$\text{Iglesia evangélica} = \frac{30 \cdot 3}{86400} = 0.001 \text{ l/s}$$

❖ **Demanda necesidades especiales (Capilla Cementerio)**

$$\text{Capilla Cementerio} = \frac{100 \cdot 3}{86400} = 0.0035 \text{ l/s}$$

Caudal promedio anual = 0.42 l/s

▪ **Corrección de Q_m por pérdidas.**

Se consideró el 30 % de pérdidas.

$$Q_{\text{corregido}} = \frac{Q_m}{1 - 0.3}$$

$$Q_{\text{corregido}} = \frac{0.42}{1 - 0.3}$$

$Q_{\text{promedio corregido}} = 0.56 \text{ lt/seg.}$

5.2.1 Caudales de Diseño.

El caudal promedio diario, me servirá para poder calcular el volumen de almacenamiento del tanque, que abastecerá a la población.

El caudal máximo diario será necesario para diseñar la línea de conducción, y el Qmh, será para el diseño de las redes de distribución.

Asimismo, las guías y normas técnicas de proyectos de agua potable, nos dicen que se debe de establecer un factor de perdidas este generalmente varía entre el 25-30%.

$$\frac{1}{1 - W_{\text{factor de perdidas}}}$$

5.2.2 Variaciones de Consumo (Coeficiente de Variación K1, K2)

✚ Caudal máximo diario (K1 = 1.3)

$$Q_{md} = Q_m (\text{corregido}) * 1.3$$

$$Q_{md} = 0.56 * 1.3 = \mathbf{0.73 \text{ l/s.}}$$

✚ Caudal Máximo horario (K2 = 2.00)

$$Q_{mh} = Q_m (\text{corregido}) * 2.00$$

$$Q_{mh} = 2 * 0.56 = \mathbf{1.12 \text{ l/s.}}$$

✚ Caudal Maximorum.

$$Q_{mm} = Q_p * K1 * K2.$$

$$Q_{mm} = 0.56 * 1.3 * 2 = \mathbf{1.46 \text{ l/s.}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Caudal de Diseño.}}$$

Caudal requerido que abastecerá la línea que viene desde el Manantial

“Macho Muerto”, a la parte baja de CALANGLA.

✚ Población futura:

0	2019	294
Poblacion Diseño		
20	2039	382

Tabla 11: Dotaciones de agua, para cada Institución.

Caudales Concentrados de Servicios Públicos - Caserío CALANGLA				
Descripcion	Cant.	Dot.		total (l/s)
Dotacion PRONEI	35	20	lts/hab/día	0.008
Dotacion Colegio primario.=	81	20	lts/hab/día	0.019
Dotacion Colegio Secundario =	83	25	lts/hab/día	0.024
Dotacion Casa Comunal =	100	3	lts/día/día	0.003
Dotacion iglesia Evangelica =	30	3	lts/s	0.001
Dotacion Capilla cementerio =	100	3	lts/hab/día	0.003
total considerando aportes de servicios publicos de CALANGLA				0.059

Tabla 12: Caudales de Diseño, para la línea de captación “Macho Muerto”– Calangla parte Centro.

CALCULO HIDRAULICO	
PROYECTO: “DISEÑO HIDRAULICO DEL SISTEMA DE AGUA, E INSTALACION DE LAS UNIDADES BASICAS DE SANEAMIENTO EN EL C.P.P. CALANGLA - EL FAIQUE. ”	
1 UBICACIÓN	
1.1 LOCALIDAD:	Calangla
1.2 DISTRITO:	San miguel del faique
1.3 PROVINCIA:	Huancabamba
1.4 DEPARTAMENTO	PIURA
2 DATOS	
2.1 HABITANTES PROYECTADOS A CUBRIR	382 Habitantes
2.3 DOTACION POR HABITANTE	80 lt / hab / día Dotacion Asignada del RNE IS.010
2.4 TASA DE CRECIMIENTO:	r = 1.500 %
2.5 COEFICIENTE DE VARIACIÓN $K_1 =$	1.3
2.6 COEFICIENTE DE VARIACIÓN $K_2 =$	2.0 P/Habilitaciones Urbanas Pequeñas
3 MEMORIA DE CALCULO	
3.1 CAUDAL UNITARIO AREA DE INFLUENCIA	
3.1.1 HABITANTES PROYECTADOS A CUBRIR	382
3.1.2 CAUDAL PROMEDIO: $Q_p = N^{\circ}Lotes \times D / 86400 / (1 - \%F)$	0.56 lt / s Se esta considerando 30% en
3.1.3 CAUDAL MÁXIMO DIARIO: $Q_{md} = K_1 \times Q_p$	0.73 lt / s
3.1.4 CAUDAL MÁXIMO HORARIO: $Q_{mh} = K_2 \times Q_p$	1.12 lt / s
3.1.5 CAUDAL MÁXIMO MAXIMORUM: $Q_{MM} = k_1 \times K_2 \times$	1.46 lt / s
3.1.6 VOLUMEN REQUERIDO DIARIO: $V_{rd} =$	30.58 m ³
3.1.7 VOLUMEN DE TANQUE ELEVADO: $V_{te} =$	15 m ³

5.2.3 Tanque de almacenamiento.

✚ Volumen del tanque de almacenamiento.

- Vol. Tanque de almacenamiento neto de agua = $0.25 * Q_p * 86400/1000$

$$\text{Vol. Tanque} = 0.25 * 0.56 * 86,400/1000$$

$$\text{Vol. Tanque} = 12.10 \text{ m}^3$$

- Volumen contra percances.

$$\text{VCP} = 4 \text{ horas de servicio} * Q_p * 86.4$$

$$\text{VCP} = 0.56 * 86.4 * 0.25/4$$

$$\text{VCP} = 3.02 \text{ m}^3.$$

- ❖ Volumen de almacenamiento total = 15.12 m³.

Se asume  15.00 m ³ .

5.2.4 Cálculo de Aforo “Manantial Macho Muerto”.

El manantial nuevo y será el principal que va abastecer a la población es el manantial denominado “Macho Muerto” ubicado a 2933.00 msnm, en las cumbres de los cerros de Calangla, a 3 horas de dicho caserío, y con una aforo de **1.10 l/s**, apta para consumo humano, que se realizó en mes de Octubre del año 2018, mes en el que se inicia recién la época de lluvias en la zona.

Tabla 13: Aforo de captación manantial macho muerto.

I- CAPTACION - 1							
- UBICACIÓN POLITICA							
NOMBRE DEL MANANTIAL		MACHO MUERTO					
LUGAR		CALANGLA					
DISTRITO		FAIQUE					
PROVINCIA		HUANCABAMBA			OCTUBRE 2018.		
REGION		PIURA					
- UBICACIÓN GEOGRAFICA							
COORDENAS UTM							
		NORTE	9399564.00				
		ESTE	662920.00				
		ELEVACION	2930.00				
- DESARROLLO PARA LA ESTIMACION DEL CAUDAL DE AFORO CAPTACION							
		NRO DE PRUEBAS	VOLUMEN (Litros)	TIEMPO (seg)	CAUDAL MINIMO	CAUDAL MAXIMO	CAUDAL PROMEDIO
		1	5.00	5.30	0.943	1.2264	1.085
		2	5.00	4.95	1.010	1.3131	1.162
		3	5.00	5.45	0.917	1.1927	1.055
		4	5.00	5.20	0.962	1.2500	1.106
		5	5.00	5.25	0.952	1.2381	1.095
		PROMEDIO			0.957	1.244	1.10

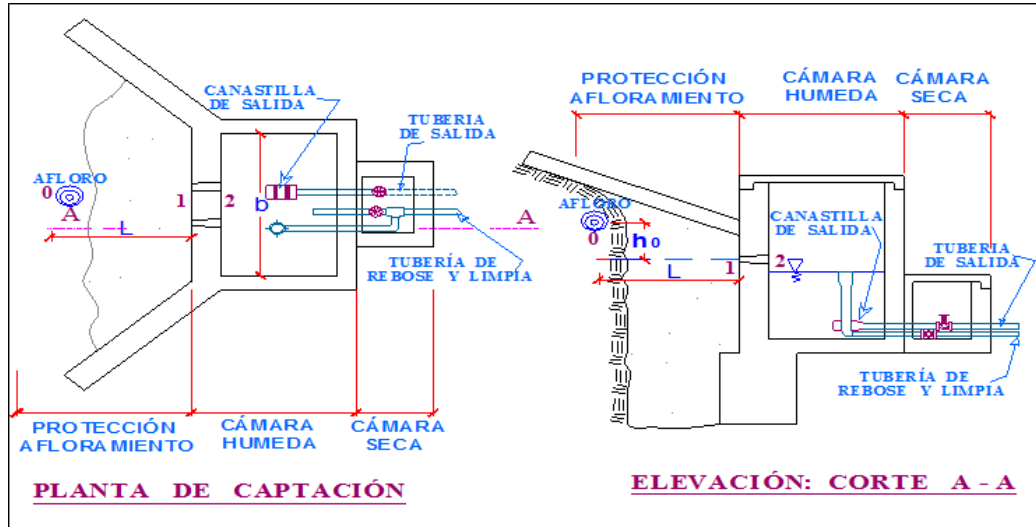
Fuente propia: Aforo de Manantial “Macho muerto”; realizado en el mes de OCTUBRE.

5.2.5 Diseño de la Captación Manantial “Macho Muerto”.

✚ Para el diseño de la captación, se debe conocer el Q máximo de la fuente, de modo que el Ø de los orificios de la entrada a la cámara húmeda sea suficiente para captar el gasto que se requiera, para nuestro proyecto es un manantial de la ladera que su afloramiento se sitúa en las cumbres altas de la localidad, a continuación su diseño debe consistir en el cálculo de la protección del afloramiento, cámara húmeda y la cámara seca.

El centro poblado de CALANGLA, se beneficiara mayormente de la línea de conducción por gravedad, desde Captación “Macho Muerto”, hasta la zona más

poblada del C.P.P. a continuación se detalla el diseño de la captación del manantial de ladera.



Fuente propia, plano de planta de la Captación.

5.2.6 Diseño hidráulico de la Captación del Manantial de Ladera.

Datos generales del proyecto del sistema de agua:

Gasto máximo de la fuente: $Q_{max} = 1.10$ l/s.

Gasto mínimo de la fuente: $Q_{min} = 0.95$ l/s.

Gasto Máximo diario: $Q_{md1} = 0.73$ l/s.

a) Determinación del ancho de la pantalla:

Sabemos que:

$$Q_{max} = v_2 \times Cd \times A$$

Despejando:

$$A = \frac{Q_{max}}{v_2 \times Cd}$$

Donde: Gasto máximo de la fuente: $Q_{max} = 1.10$ l/s

Coefficiente de descarga: $Cd = 0.80$ (valores entre 0.6 a 0.8)

Aceleración de la gravedad: $g = 9.81$ m/s²

Carga sobre el centro del orificio: $H = 0.40$ m (Valor entre 0.40m a 0.50m)

Velocidad de paso teórica: $v_{2t} = Cd \times \sqrt{2gH}$

$v_{2t} = 2.24$ m/s (en la entrada a la tubería)

Velocidad de paso asumida: $v_2 = 0.50$ m/s (el valor máximo es 0.60m/s, en la entrada a la tubería)

Área requerida para descarga: $A = 0.00275 \text{ m}^2$

Además sabemos que: $D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$

Diámetro Tub. Ingreso (orificios): $D_c = 0.059173 \text{ m}$

$D_c = 2.329634 \text{ pulg}$

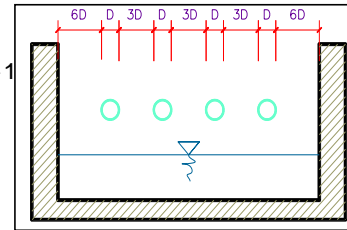
Asumimos un Diámetro comercial: $D_a = 2.00 \text{ pulg}$ (se recomiendan diámetros $< \phi = 2"$)
 0.0508 m

Determinamos el número de orificios en la pantalla:

$$\text{Norif} = \frac{\text{área del diámetro calculado}}{\text{área del diámetro asumido}} + 1$$

$$\text{Norif} = \left(\frac{D_c}{D_a}\right)^2 + 1$$

Número de orificios: **Norif = 3 orificios**

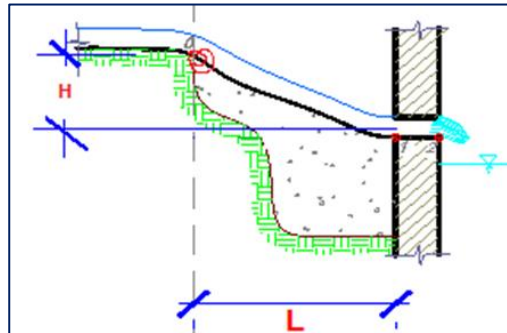


Conocido el número de orificios y el diámetro de la tubería de entrada se calcula el ancho de la pantalla (b), mediante la siguiente ecuación:

$$b = 2(6D) + \text{Norif} \times D + 3D(\text{Norif} - 1)$$

Ancho de la pantalla: **b = 1.10 m** (Pero con 1.50 también es trabajable)

b) Cálculo de la D entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:



Sabemos que: $H_f = H - h_o$

Donde: Carga sobre el centro del orificio: $H = 0.40 \text{ m}$

Además: $h_o = 1.56 \frac{V_2^2}{2g}$

Pérdida de carga en el orificio: $h_o = 0.019878 \text{ m}$

Hallamos: Pérdida de carga afloramiento - captacion: **Hf= 0.38 m**

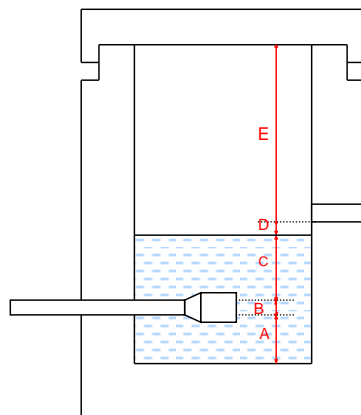
Determinamos la distancia entre el afloramiento y la captación:

$$L = \frac{Hf}{0.30}$$

Distancia afloramiento - Captacion: **L= 1.267 m**
 se asume: **L= 1.3 m**

c) Altura de la cámara húmeda.

Determinamos la altura de la cámara húmeda mediante la siguiente ecuación:



Donde:

A: Altura mínima para permitir la sedimentación de arenas. Se considera una altura mínima de 10cm

$$A = 10.0 \text{ cm}$$

B: Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida.

$$B = 0.038 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad 1.5 \text{ plg}$$

D: Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínima 5cm).

$$D = 10.0 \text{ cm}$$

E: Borde Libre (se recomienda mínimo 30cm).

$$E = 40.00 \text{ cm}$$

C: Altura de agua para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción se recomienda una altura mínima de 30cm).

$$C = 1.56 \frac{v^2}{2g} = 1.56 \frac{Qmd^2}{2gA^2}$$

Q	m ³ /s
A	m ²
g	m/s ²

Donde: Caudal máximo diario: Qmd= 0.0007 m³/s
 Área de la Tubería de salida: A= 0.002 m²

Por tanto: Altura calculada: C= 0.010314 m

Resumen de Datos:

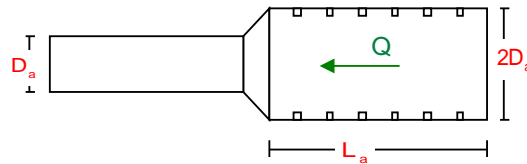
- A= 10.00 cm
- B= 3.75 cm
- C= 30.00 cm
- D= 10.00 cm
- E= 40.00 cm

Hallamos la altura total: $Ht = A + B + H + D + E$

$$Ht = 0.94 \text{ m}$$

Altura Asumida: **Ht= 1.00 m**

d) Dimensionamiento de la Canastilla.



Diámetro de la Canastilla

El diámetro de la canastilla debe ser dos veces el Diámetro de la línea de conducción:

$$D_{\text{canastilla}} = 2 \times D_a$$

$$D_{\text{canastilla}} = 3 \text{ pulg}$$

Longitud de la Canastilla

Se recomienda que la longitud de la canastilla sea mayor a $3D_a$ y menor que $6D_a$:

$$L = 3 \times 1.5 = 4.5 \text{ pulg} = 11.43 \text{ cm}$$

$$L = 6 \times 1.5 = 9 \text{ pulg} = 22.86 \text{ cm}$$

$$L_{\text{canastilla}} = 20.0 \text{ cm} \quad \text{¡OK!}$$

Siendo las medidas de las ranuras: ancho de la ranura = 5 mm (medida recomendada)
largo de la ranura = 7 mm (medida recomendada)

Siendo el área de la ranura: $A_r = 35 \text{ mm}^2 = 0.0000350 \text{ m}^2$

Debemos determinar el área total de las ranuras (A_{TOTAL}):

$$A_{\text{TOTAL}} = 2A_s$$

Siendo: Área sección Tubería de salida: $A_s = 0.0020268 \text{ m}^2$

$$A_{\text{TOTAL}} = 0.0040537 \text{ m}^2$$

El valor de A_{total} debe ser menor que el 50% del área lateral de la granada (A_g)

$$A_g = 0.5 \times D_g \times L$$

Donde: Diámetro de la granada: $D_g = 3 \text{ pulg} = 7.62 \text{ cm}$
 $L = 20.0 \text{ cm}$

$$A_g = 0.0239389 \text{ m}^2$$

Por consiguiente: $A_{\text{TOTAL}} < A_g \quad \text{OK!}$

Determinar el número de ranuras:

$$N^{\circ} \text{ranuras} = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{Área de ranura}}$$

$$\text{Número de ranuras} = 115 \text{ ranuras}$$

e) Cálculo de rebose y Limpia

En la tubería de rebose y de limpia se recomienda pendientes de 1 a 1,5%

La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro y se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$D_r = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{h_f^{0.21}}$$

Tubería de Rebose

Donde: Gasto máximo de la fuente: $Q_{max} = 1.10$ l/s
Pérdida de carga unitaria en m/m: $h_f = 0.015$ m/m (valor recomendado)

Diámetro de la tubería de rebose: $D_R = 1.778314$ pulg

Asumimos un diámetro comercial: $D_R = 2$ pulg

Tubería de Limpieza

Donde: Gasto máximo de la fuente: $Q_{max} = 1.10$ l/s
Pérdida de carga unitaria en m/m: $h_f = 0.015$ m/m (valor recomendado)

Diámetro de la tubería de limpia: $D_L = 1.778314$ pulg

Asumimos un diámetro comercial: $D_L = 2$ pulg

RESUMEN DE CÁLCULOS DEL MANANTIAL DE LADERA.

Gasto Máximo de la Fuente: 1.10 l/s
Gasto Mínimo de la Fuente: 0.95 l/s
Gasto Máximo Diario: 0.73 l/s

1) Determinación del ancho de la pantalla:

Diámetro Tub. Ingreso (orificios): 2.0 pulg
Número de orificios: 3 orificios
Ancho de la pantalla: 1.10 m

2) Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:

$L = 1.267$ m

3) Altura de la cámara húmeda:

$H_t = 1.00$ m
Tubería de salida = 1.50 pulg

4) Dimensionamiento de la Canastilla:

Diámetro de la Canastilla: 3 pulg
Longitud de la Canastilla: 20.0 cm
Número de ranuras: 115 ranuras

5) Cálculo de Rebose y Limpia:

Tubería de Rebose: 2 pulg
Tubería de Limpieza: 2 pulg

5.2.7 Diseño de la (CRPT06), Para línea de conducción.

En nuestro diseño, la línea de conducción, desde captación Manantial “Macho Muerto”, hasta el tanque de almacenamiento, se proyectaron 10 Cámaras rompe presión Tipo 06. Debido al terreno que es muy accidentado, y el desnivel de cotas entre ambos puntos es pronunciado, de más o menos 500 metros de desnivel, indicando la norma cuando se presenta este desnivel, se colocara las cámaras rompe presión, para disipar la energía, y que la tubería no se produzca deterioros.

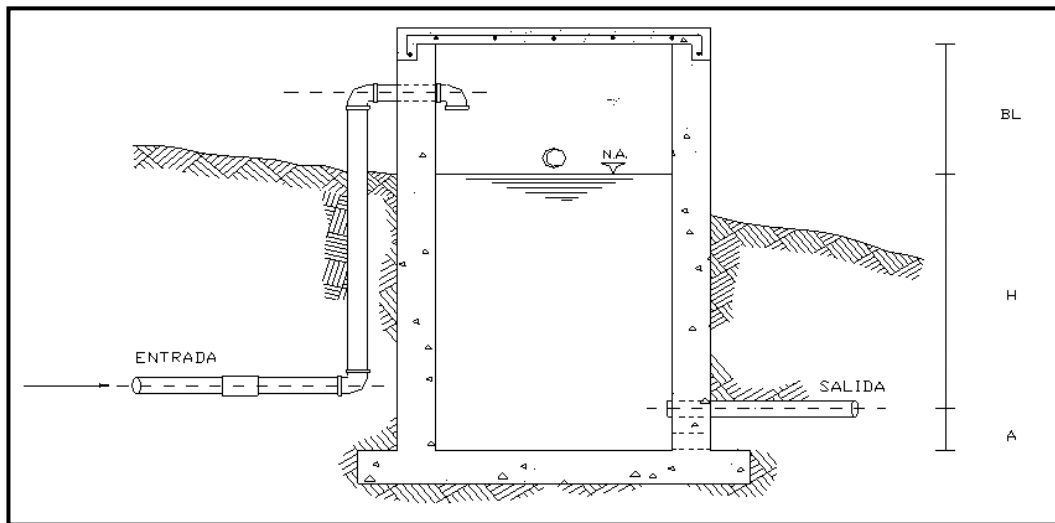


Ilustración 23: Cámara rompe presión CRP T06, para líneas de conducción.

Fuente: El agua potable para poblaciones rurales.

A continuación se diseña la CRP T06.

- $Q_{md} = 0.73 \text{ l/s}$
- Diámetro = 1.5 pulg.
- Altura mínima de salida = 0.10 m
- Borde libre = 0.40 m

- La altura de CRP T06, de debe a: La altura mínima de salida, borde libre y carga de agua requerida.
- Ht: altura total de la Cámara Rompe presión = Ht = A + H + Bl.

Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesario la carga requerida (H).

✓ **Para el cálculo de carga requerida. (H)**

Se sabe:

$H = 1.56 * \frac{v^2}{2g}$	Y	$v = \frac{Q}{A}$
-----------------------------	---	-------------------

V = 0.64 m/s.

Reemplazando en: $H = 1.56 * \frac{v^2}{2g}$

$$H = 0.033 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

❖ **Para procesos constructivos tomamos H = 0.40 m**

Luego:

$$H_t = A + H + BL$$

$$H_t = 0.10 + 0.40 + 0.40$$

$$H_t = 0.90 \text{ m}$$

- Para facilitar la instalación de la CRP, se recomienda que la sección interna sea de 0.60 * 0.60 m.

✓ **Calculo de la canastilla.**

Dc = 2 *D (2 veces el diámetro de la tubería de salida)

Dc = 3 pulg.

- La longitud de la canastilla (L) debe ser mayor de 3D y menor que 6D.

$$3D < L < 6D$$

$$L = (3 * D) * 2.54 = 11.43 \text{ cm}$$

$$L = (6 * D) * 2.54 = 22.86 \text{ cm.}$$

L asumido = 25 cm.

- Área de ranuras:

$$A_r = 7 \text{ mm} * 5 \text{ mm} = 35 \text{ mm}^2$$

$$A_r = 35 * 10^{-2} \text{ cm}^2$$

- Área total de ranuras $A_t = 2 A_s$, considerando A_s como el área transversal de la tubería de salida.

$$A_s = \frac{\pi D_s^2}{4}$$

$$A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \mathbf{22.80 \text{ cm}^2}$$

- Área de A_t no debe ser mayor al 50% del área lateral de la granada (A_g)

$$A_g = 0.5 * D_g * L$$

$$A_g = 95.25 \text{ cm}^2.$$

- El número de ranuras resulta:

$$N^{\circ} \text{ ranuras} = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{área de ranura}}$$

$$N^{\circ} \text{ ranuras} = \mathbf{65}$$

- ✓ Cálculo de la tubería de rebose:

$$D(\text{Pulg}) = 4.63 * \frac{Q_{md} \left(\frac{l}{s}\right)^{0.38}}{C^{0.38} * S^{0.21}}$$

$$D = 1.61 \text{ pulg.}$$

considerando una tubería de rebose de 2 pulg.

5.2.8 Diseño Manual de la línea de Conducción 01 (Capt. – “Manantial Macho Muerto – Tanque de almacenamiento”).

Longitud total de Captación Macho Muerto – Tanque de almacenamiento.

Longitud = 3586 metros.

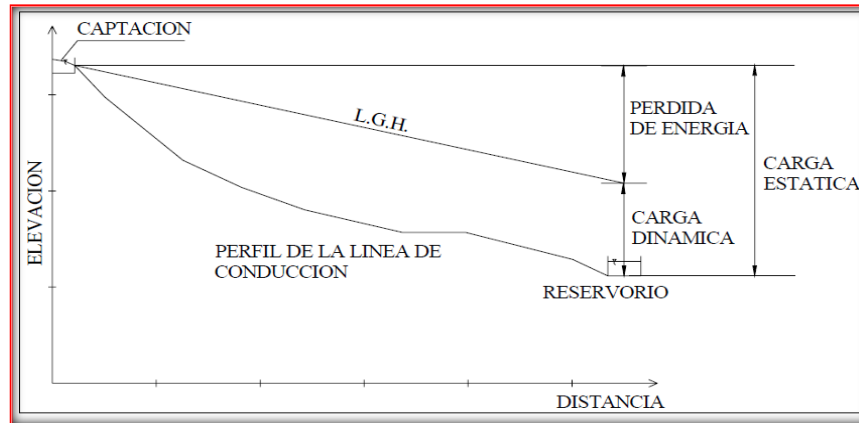


Ilustración 24: Pérdidas de carga en la línea de conducción.

- ✓ Se determina el diámetro teórico con la fórmula de Hazen y Williams.
- ✓ Se calcula la velocidad del caudal, y se debe tener en cuenta que no debe ser $< 0.60 \text{ m/s}$ o $> 3.00 \text{ m/s}$.
- ✓ El diámetro elegido será el \emptyset comercial, y en redes de conducción no será menor de 1”.
- ✓ Las válvulas que se colocan en la longitud de los tramos, deben ser de diámetro menor, que al de la tubería.

1. TRAMO DE LA CAPTACIÓN – CRP 01

a) Cálculo de la carga disponible (CD)

$$CD = CI - Cd - \sum hf \text{ acc.}$$

CD = Carga disponible.

CI= Cota de inicio

Cd = Cota de descarga.

$\sum hf \text{ acc.} =$ Sumatoria de pérdidas de carga en accesorios (Varía entre 1-2 m)

$$CD = 2935.52 - 2885.42 - 1$$

$$CD = 49.10 \text{ m}$$

b) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$S_{max} = CD/L$$

CD = Carga disponible

L = Longitud de la línea de conducción

$$S_{max} = 49.10 \text{ m} / 281.00$$

$$S_{max} = 0.175 \text{ \%}.$$

c) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$Q = 0.2785 C * D^{2.63} * S^{0.54}$$

Q = Qmd en m³/seg.

D = metros

S = Pendiente en m/m

C = coeficiente de Hazen y Williams

$$D_t = (Q_{md} / (0.2785)(C) * (S_{max})^{0.54})^{1/2.63}$$

$$D_t = (0.00073 / (0.2785)(150) * (0.175)^{0.54})^{1/2.63}$$

$$D_t = 0.022 \quad \Rightarrow \quad \text{m} \quad \text{aproximadamente } 1.00 \text{ pulg.}$$

✚ Para mi diseño Considere un Ø de 1 ¼”.

✚ Ø comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

d) Calculo de la pendiente (s)

$$S = \left(\frac{Q}{(0.2785)(C)(Di)^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$S = \left(\frac{0.00073}{(0.2785)(150)(0.038)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$s = 0.0123 \text{ m/m}$$

e) Calculo de la velocidad (v)

$$V = Q/A = 0.00073/0.00113$$

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

f) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$H_f = h_{ft} + h_{facc.}$$

H_f = perdida de carga en la línea de conducción.

H_{ft} = perdida de carga en la tubería

H_{facc} = Perdida de carga por accesorios.

$$\mathbf{H_{ft} = S * L}$$

$$H_{ft} = 0.0123 * 281.00$$

$$\mathbf{H_{ft} = 3.46 \text{ m.}}$$

$$H_{facc} = \sum k * V^2/2g$$

Coeficientes de K para el cálculo de pérdidas.

- Válvula de compuerta k= 0.19
- Canastilla k = 6.10
- Codo de 90° k = 0.8 * 3 = 2.4
- Codo de 45° k = 0.42 * 4 = 1.68

$$\sum k = 10.37$$

$$H_{facc} = \sum k * V^2 / 2g$$

$$H_{facc} = 10.37 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$H_{facc} = 0.22 \text{ m}$$

$$H_f = h_{ft} + h_{facc}.$$

$$H_f = 3.46 + 0.22 = \mathbf{H_f = 3.68 \text{ m.}}$$

2. CRPT06.01 – CRPT6.02

$$CD = CI - C_d - \sum hf_{acc}.$$

$$CD = 2885.42 - 2834.63 - 1$$

$$CD = 49.79 \text{ mts.}$$

a) **Calculo de la pendiente máxima (Smax)**

$$S_{max} = 49.79 \text{ m} / 184.00$$

$$S_{max} = 0.270 \text{ \%}.$$

b) **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Q = 0.2785 C * D^{2.63} * S^{0.54}$$

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.2785(C)(S_{max})^{0.54}}}$$

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.270)^{0.54}}}$$

$$Dt = 0.020 \quad \rightarrow \quad \text{m} \quad \text{aproximadamente } 1.00 \text{ pulg.}$$

✚ Para mi diseño Considere un Ø de 1 1/4".

✚ Ø comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

c) **Calculo de la pendiente (s)**

$$S = \left(\frac{Q}{(0.2785)(C)(Di)^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$S = \left(\frac{0.00073}{(0.2785)(150)(0.038)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

d) Calculo de la velocidad (v)

$$V = Q/A = 0.00073/0.00113$$

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

e) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$H_f = h_{ft} + h_{facc.}$$

$$H_{ft} \text{ perdida en la tubería} = 0.0128 * 184.00 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_{ft} = 2.36 \text{ m.}}$$

- Codo de 90° $k = 0.8 * 2 = 1.6$
- Codo de 45° $k = 0.42 * 3 = 1.26$

$$H_{facc} = 2.86 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$H_{facc} = 0.06 \text{ m}$$

$$H_f = h_{ft} + h_{facc.}$$

$$H_f = 2.36 + 0.06 \text{ ; } \mathbf{H_f = 2.42 \text{ m.}}$$

3. CRPT06. 02 – CRPT6.03

$$CD = 2834.63 - 2785.38 - 1$$

$$CD = 48.25 \text{ mts.}$$

a) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$S_{max} = 48.25 \text{ m} / 149.00$$

$$S_{max} = 0.324 \text{ \%}.$$

b) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.324)^{0.54}}}$$

Dt = ➡ 0.0196m aproximadamente **1.00 pulg.**

✚ Para mi diseño Considere un Ø de 1 ¼".

✚ Ø comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

c) Calculo de la pendiente (s)

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

d) Calculo de la velocidad (v)

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

e) Calculo de la perdida de carga (hf)

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 149 \text{ m}$$

Hft = 1.907 m.

• Codo de 90° k = 0.8 * 2 = 1.6

$$\text{Hfacc} = 1.6 * 0.646^2 / 2(9.81)$$

$$\text{Hfacc} = 0.034 \text{ m} ; \text{Hf} = \mathbf{1.941 \text{ m.}}$$

4. CRPT06. 03 – CRPT6.04

$$\text{CD} = 2785.38 - 2735.78 - 1$$

$$\text{CD} = 48.6 \text{ mts.}$$

a) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$\text{Smax} = 48.6 \text{ m} / 111$$

$$\text{Smax} = 0.438 \text{ \%}.$$

b) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.438)^{0.54}}}$$

Dt = \rightarrow 0.0184m aproximadamente **1.00 pulg.**

✚ Para mi diseño Considere un \varnothing de 1 1/4".

✚ \varnothing comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

c) Calculo de la pendiente (s)

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

d) Calculo de la velocidad (v)

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

e) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 111.00 \text{ m}$$

$$\text{Hft} = 1.42 \text{ m.}$$

- Codo de 90° $k = 0.8 * 2 = 1.6$

$$\text{Hfacc} = 1.6 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.034 \text{ m} \quad ; \quad \text{Hf} = 1.454 \text{ m.}$$

5. CRPT06.04 – CRPT6.05

$$\text{CD} = 2735.78 - 2684.92 - 1$$

$$\text{CD} = 49.86 \text{ mts.}$$

a) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$\text{Smax} = 49.86 \text{ m} / 275.00$$

$$\text{Smax} = 0.18 \text{ \%}.$$

b) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.18)^{0.54}}}$$

Dt = 0.022m → aproximadamente 1.00 pulg.

✚ Para mi diseño Considere un Ø de 1 ¼".

✚ Ø comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

c) Calculo de la pendiente (s)

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

d) Calculo de la velocidad (v)

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

e) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 275.00 \text{ m}$$

$$\text{Hft} = 3.52 \text{ m.}$$

- Codo de 90° k = 0.8 * 2 = 1.6
- Codo de 45° k = 0.42 * 2 = 0.84

$$\text{Hfacc} = 2.44 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.052 \text{ m} \quad ; \quad \text{Hf} = 3.57 \text{ m.}$$

6. CRPT06.05 – CRPT6.06

$$\text{CD} = 2684.92 - 2635.51 - 1$$

$$\text{CD} = 48.41 \text{ mts.}$$

a) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$\text{Smax} = 48.41 \text{ m} / 183.00$$

$$\text{Smax} = 0.265 \text{ \%}.$$

b) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.265)^{0.54}}}$$

Dt = → 0.0204m aproximadamente 1.00 pulg.

✚ Para mi diseño Considere un Ø de 1 1/4".

✚ Ø comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

c) Calculo de la pendiente (s)

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

d) Calculo de la velocidad (v)

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

e) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 183.00 \text{ m}$$

$$\text{Hft} = \mathbf{2.34 \text{ m.}}$$

- Codo de 90° k = 0.8 * 2 = 1.6

$$\text{Hfacc} = 1.6 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.034\text{m} \quad ; \quad \mathbf{Hf} = \mathbf{2.374 \text{ m.}}$$

7. CRPT06. 06 – CRPT6.07

$$\text{CD} = 2635.51 - 2585.24 - 1$$

$$\text{CD} = 49.27 \text{ mts.}$$

a) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$\text{Smax} = 49.27 \text{ m} / 518.00$$

$$\text{Smax} = 0.095 \text{ \%}.$$

b) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.095)^{0.54}}}$$

$D_t = 0.025\text{m} \rightarrow$ aproximadamente 1.00 pulg.

✚ Para mi diseño Considere un \varnothing de 1 1/4".

✚ \varnothing comercial: $D_n = 42\text{ mm}$ y $D_i = 38\text{ mm}$

c) Calculo de la pendiente (s)

$$s = 0.0128\text{ m/m}$$

d) Calculo de la velocidad (v)

$$V = 0.646\text{ m/seg.}$$

e) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 518.00\text{ m}$$

Hft = 6.63 m.

• Codo de 90° $k = 0.8 * 2 = 1.6$

$$\text{Hfacc} = 1.6 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.034\text{m.}$$

Hf = 6.67 m.

8. CRPT06.07 – CRPT6.08

$$CD = 2585.24 - 2534.93 - 1$$

$$CD = 49.31\text{ mts.}$$

a) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$S_{\text{max}} = 49.31\text{ m} / 157.00$$

$$S_{\text{max}} = 0.314\text{ \%}.$$

b) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.314)^{0.54}}}$$

$D_t = 0.020 \rightarrow$ m aproximadamente 1.00 pulg.

✚ Para mi diseño Considere un \varnothing de 1 1/4".

✚ \varnothing comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

c) Calculo de la pendiente (s)

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

d) Calculo de la velocidad (v)

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

e) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 157.00 \text{ m}$$

$$\text{Hft} = 2.00 \text{ m.}$$

- Codo de 90° $k = 0.8 * 2 = 1.6$

$$\text{Hfacc} = 1.6 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.034\text{m.}$$

$$\text{Hf} = 2.034 \text{ m.}$$

9. CRPT06. 08 – CRPT6. 09

$$\text{CD} = 2534.93 - 2483.20 - 1$$

$$\text{CD} = 50.73 \text{ mts.}$$

a) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$\text{Smax} = 50.73 \text{ m} / 869.00$$

$$\text{Smax} = 0.058 \text{ \%}.$$

b) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.058)^{0.54}}}$$

$$\text{Dt} = 0.0278 \rightarrow \text{m aproximadamente } 1.00 \text{ pulg.}$$

✚ Para mi diseño Considere un \emptyset de 1 1/4".

✚ \emptyset comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

c) **Calculo de la pendiente (s)**

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

d) **Calculo de la velocidad (v)**

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

e) **Calculo de la perdida de carga (hf).**

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 869.00 \text{ m}$$

$$\text{Hft} = 11.11 \text{ m.}$$

- Codo de 90° $k = 0.8 * 2 = 1.6$
- Codo de 45° $k = 0.42 * 2 = 0.84$

$$\text{Hfacc} = 2.44 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.052 \text{ m.}$$

$$\text{Hf} = 11.16 \text{ m.}$$

10. **CRPT06. 09 – CRPT6.10**

$$\text{CD} = 2483.20 - 2465.51 - 1$$

$$\text{CD} = 17.69 \text{ mts.}$$

f) **Calculo de la pendiente máxima (Smax)**

$$\text{Smax} = 17.69 \text{ m} / 231.00$$

$$\text{Smax} = 0.077 \text{ \%}.$$

g) **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.077)^{0.54}}}$$

$$\text{Dt} = 0.026\text{m} \rightarrow \text{aproximadamente } 1.00 \text{ pulg.}$$

✚ Para mi diseño Considere un \varnothing de 1 1/4".

✚ \varnothing comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

h) Calculo de la pendiente (s)

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

i) Calculo de la velocidad (v)

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

j) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 231.00 \text{ m}$$

$$\text{Hft} = 2.96 \text{ m.}$$

- Codo de 90° $k = 0.8 * 2 = 1.6$
- Codo de 45° $k = 0.42 * 4 = 1.68$

$$\text{Hfacc} = 3.28 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.07\text{m.}$$

$$\text{Hf} = 3.03 \text{ m.}$$

11. CRPT06. 10 – CRPT6.11

$$\text{CD} = 2465.51 - 2447.12 - 1$$

$$\text{CD} = 18.39 \text{ mts.}$$

k) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$\text{Smax} = 18.39 \text{ m} / 333.00$$

$$\text{Smax} = 0.055 \text{ \%}.$$

l) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.055)^{0.54}}}$$

$$\text{Dt} = 0.028\text{m} \rightarrow \text{aproximadamente } 1.00 \text{ pulg.}$$

✚ Para mi diseño Considere un \emptyset de 1 1/4".

✚ \emptyset comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

m) Calculo de la pendiente (s)

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

n) Calculo de la velocidad (v)

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

o) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 333 \text{ m}$$

$$\mathbf{Hft = 4.26 \text{ m.}}$$

- Codo de 90° $k = 0.8 * 2 = 1.6$
- Codo de 45° $k = 0.42 * 4 = 1.68$

$$\text{Hfacc} = 3.28 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.07\text{m} \quad ; \quad \mathbf{Hf = 4.33 \text{ m.}}$$

12. CRPT06. 11 – CRPT6.12

$$\text{CD} = 2447.12 - 2407.24 - 1$$

$$\text{CD} = 38.88 \text{ mts.}$$

p) Calculo de la pendiente máxima (Smax)

$$\text{Smax} = 38.88 \text{ m} / 173.00$$

$$\text{Smax} = 0.0225\%.$$

q) Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.0225)^{0.54}}}$$

$$\text{Dt} = 0.033\text{m} \quad \Rightarrow \quad \text{aproximadamente } 1.00 \text{ pulg.}$$

✚ Para mi diseño Considere un \emptyset de 1 1/4".

✚ \emptyset comercial: Dn = 42 mm y Di = 38 mm

r) **Calculo de la pendiente (s)**

$$s = 0.0128 \text{ m/m}$$

s) **Calculo de la velocidad (v)**

$$V = 0.646 \text{ m/seg.}$$

t) **Calculo de la perdida de carga (hf).**

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.0128 * 173 \text{ m}$$

$$\mathbf{Hft = 2.21 m.}$$

- Codo de 90° $k = 0.8 * 2 = 1.6$
- Codo de 45° $k = 0.42 * 4 = 1.68$

$$\text{Hfacc} = 3.28 * 0.646^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.07\text{m} \quad ; \quad \mathbf{Hf = 2.28 m.}$$

13.- CRPT06. 12- Tanque de almacenamiento

$$\text{CD} = 2407.24 - 2374.26 - 1$$

$$\text{CD} = 31.98 \text{ mts.}$$

a) **Calculo de la pendiente máxima (Smax)**

$$\text{Smax} = 31.98 \text{ m} / 93.00$$

$$\text{Smax} = 0.34 \text{ \%}.$$

b) **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.00073}{0.2785(150)(0.34)^{0.54}}}$$

$$\text{Dt} = 0.019 \quad \rightarrow \quad \text{m aproximadamente } \mathbf{1.00 \text{ pulg.}}$$

✚ Para mi diseño Considere un Ø de 1".

✚ Ø comercial: Dn = 33 mm y Di = 29.4 mm

c) **Calculo de la pendiente (s)**

$$s = 0.045 \text{ m/m}$$

d) Calculo de la velocidad (v)

$$V = 1.08 \text{ m/seg.}$$

e) Calculo de la perdida de carga (hf).

$$\text{Hft perdida en la tubería} = 0.045 * 93.00 \text{ m}$$

$$\text{Hft} = 4.19 \text{ m.}$$

- Codo de 90° $k = 0.8 * 3 = 2.4$
- Codo de 45° $k = 0.42 * 2 = 0.84$

$$\text{Hfacc} = 3.24 * 1.08^2 / 2(9.81).$$

$$\text{Hfacc} = 0.19 \text{ m.}$$

$$\text{Hf} = 4.38 \text{ m.}$$

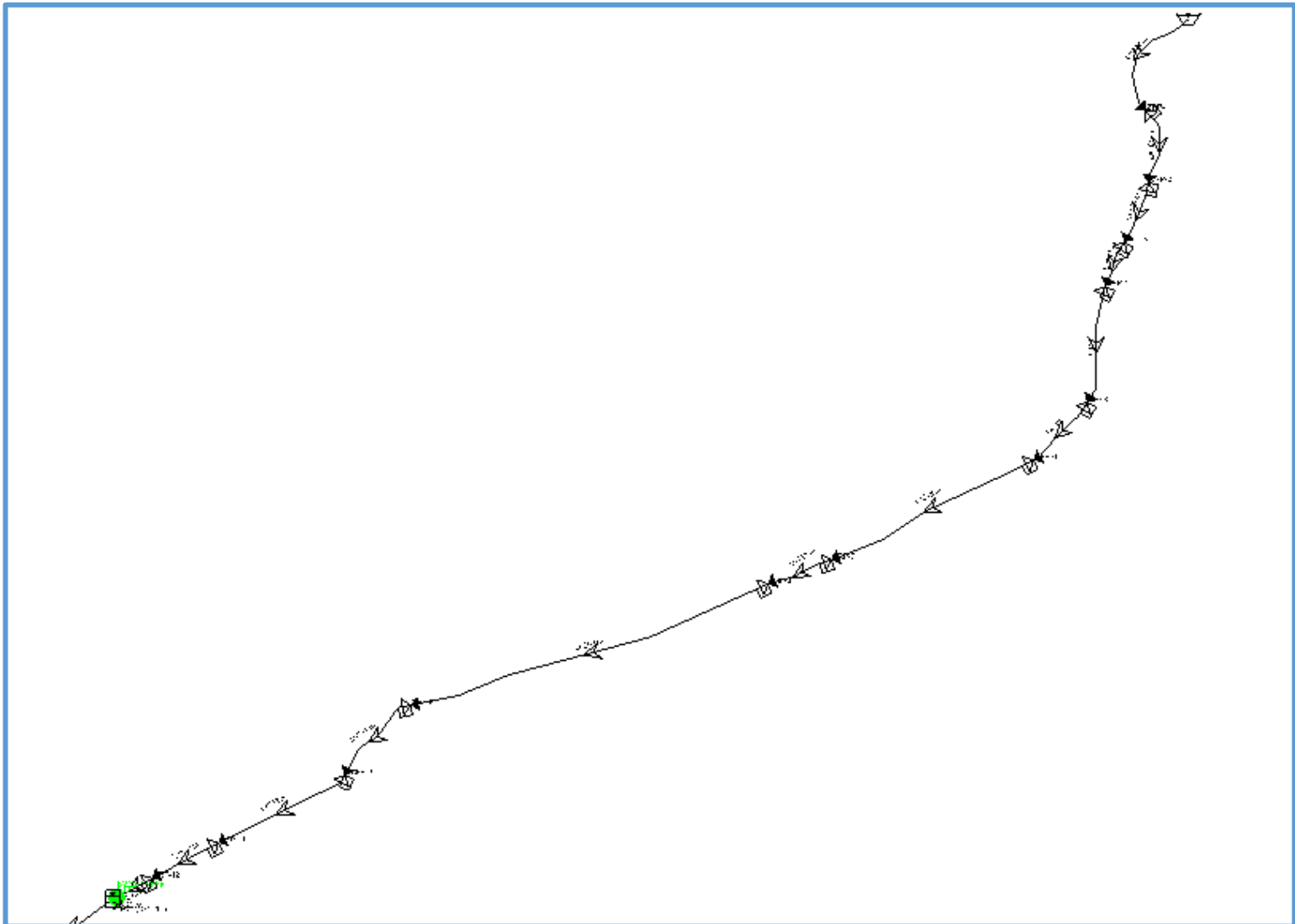


Ilustración 25: Línea de conducción, Red Macho Muerto – Al centro de Calangla.

5.2.9 Diseño de las CRP para redes de distribución.

DATOS GENERALES		CAMARA ROMPE PRESION TIPO 7, ENTRA 1.5" - SALE 1.5"	
Diametro	D :	1 1/2 Pulg	= 0.0381 m
Caudal Máximo	Qmd max :	1.46 l/s	= 0.00146 m ³ /s

Para determinar la altura de la cámara de reunion, es necesario la carga requerida (H) para que el gasto de salida pueda fluir.

Este valor se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli.

$$H = 1.56 * \frac{V^2}{2g} \quad V = 1.27 * \frac{Q}{D^2}$$

Donde:

H = Carga de agua (m)
V = velocidad de flujo en m/s
g = Aceleracion gravitacional 9.81 m/s²
D = Diametro (pulg)
Q = Caudal (l/s)

Reemplazando los valores

$$\begin{aligned} V &= 1.28 \text{ m/s} \\ H &= 0.13 \text{ m} \\ H_{\text{asumido}} &= 0.50 \text{ m} \end{aligned}$$

Altura Total de la camara

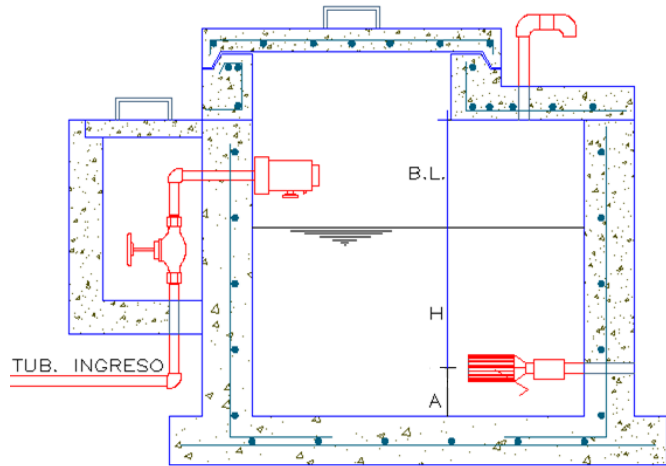
$$H = A + H + BL$$

Donde :

A =	0.10 m	Altura minima
H =	0.50 m	carga
BL =	0.40 m	Borde Libre Mínimo

Entonces

➔ USAR: **Ht = 1.00 m**



5.2.10 Diseño de Reservorio.

El reservorio debe cumplir con las siguientes pautas para su respectivo diseño.

- Debe suministrar el caudal máximo horario a la red de distribución.
- Mantener presiones y velocidades adecuadas en la red de distribución.
- Tener agua de reserva en caso se interrumpa la línea de conducción.



Fuente propia: Reservorio existente de CALANGLA, es un reservorio apoyado de forma circular, de 7 m³.

- ✚ La ubicación del reservorio debe estar determinada en el punto más alto de la población de Calangla en la cota topográfica 2374.26 msnm, la misma que va a permitir mantener la presión en todos los puntos de la red de distribución, garantizando las presiones mínimas en las viviendas más desfavorables de la población.
- ✚ Para los proyectos de agua potable por gravedad, el ministerio de salud recomienda una capacidad de regulación del reservorio del 25 al 30 % del consumo medio diario.

- ✚ Para el cálculo del reservorio, que será alimentada por la línea de conducción proveniente del manantial, Macho Muerto, del caserío de Calangla, optare por un volumen de regulación del 25%.

Determinamos el consumo promedio anual.

$$Q_p = 0.56 \text{ lt/seg} * 86400 \text{ seg/día}$$

$$Q_p = 48,384 \text{ lt/día.}$$

Determinamos el volumen del reservorio con el 25% de regulación.

$$V = Q_m * 0.25$$

$$V = 48,384 \text{ lt} * 0.25$$

$$V = 12,096 \text{ lts} + \text{el volumen de reserva de } 3.00 \text{ m}^3.$$

$$V = 15.00 \text{ m}^3.$$

El volumen de nuestro reservorio será de 15.00 m3

GEOMETRIA			
Las características geométricas del reservorio cilíndrico son las siguientes			
Volumen del reservorio	Vr =	15.00	m ³
Altura de agua	h =	1.80	m
Diámetro del reservorio	D =	3.20	m
Altura de las paredes	H =	2.20	m
Area del techo	at =	10.18	m ²
Area de las paredes	ap =	22.12	m ²
Espesor del techo	et =	0.15	m
Espesor de la pared	ep =	0.15	m
Volumen de concreto	Vc =	6.62	m ³

Representación gráfica.

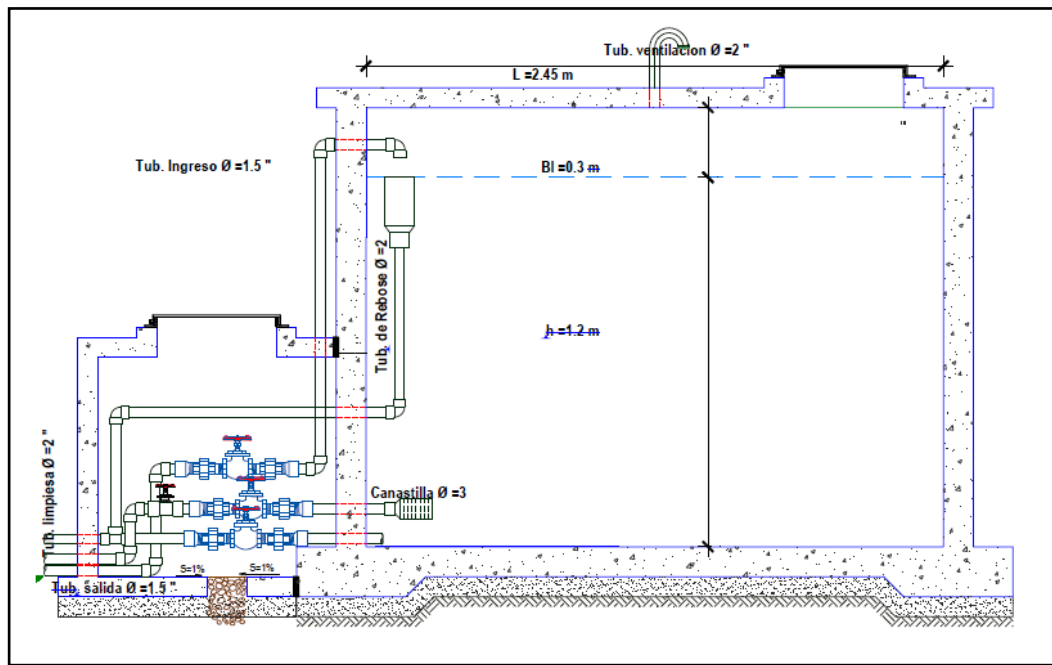


Gráfico 1: Dimensionamiento del tanque apoyado de 15 m3.

5.2.11 Cálculo Manual de la red de distribución.

Método probabilístico o de Simultaneidad

$$Q_{ramal} = k \times \sum Q_g$$

$$\text{Donde: } K = (X - 1)^{-0.5}$$

K: coeficiente de simultaneidad (0.2 – 1), en ningún caso será menor de 0.20.

Q ramal = lt/s.

Diámetros de tuberías según Clase 10. Que se consideraron para el diseño de nuestro proyecto.

PN 10 bar (Clase 10)					
1/2	21,0	17,4	1,8	5	4,97
3/4	26,5	22,9	1,8	5	4,96
1	33,0	29,4	1,8	5	4,95
1 1/4	42,0	38,0	2,0	5	4,95
1 1/2	48,0	43,4	2,3	5	4,95
2	60,0	54,2	2,9	5	4,94
2 1/2	73,0	66,0	3,5	5	4,93
3	88,5	80,1	4,2	5	4,92
4	114,0	103,2	5,4	5	4,90
6	168,0	152,0	8,0	5	4,85
8	219,0	198,2	10,4	5	4,83
10	273,0	247,0	13,0	5	4,79
12	323,0	292,2	15,4	5	4,75

Gráfico 2: Tubos NICOLL, NTP: 399.002

TRAMO: Tanque de almacenamiento – CRPT7-01

✚ Calculo del caudal unitario (qu)

$$q_u = Q/n^\circ \text{ de lotes}$$

$$q_u = 1.12/111 = \mathbf{0.010 \text{ l/seg/vivienda}}$$

✚ Determinación del caudal del ramal (Qramal).

Para este tramo estoy considerando el caudal máximo horario,

$$Q_{mh} = 1.12 \text{ lt/seg.}$$

Además para la determinación del caudal de esta red primaria, se considera la fórmula de $Q = Q_u * \text{número de viviendas}$, y para el caso cuando las viviendas de los ramales, son $x \leq 30$, solo se considerara la fórmula de factor de simultaneidad en los ramales.

✚ Calculo de la pendiente (Smax)

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2374.26 - 2325.20 / 229 = \mathbf{0.214}$$

✚ Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (1.12)^{0.38} / 0.214^{0.21} = \mathbf{1.025 \text{ pulg.}}$$

Para mi línea de aducción elegí un $\varnothing = 1\ 1/4'' = D_i = 0.038\text{ m}$.

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$V_i = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$V_i = 1.5 (0.038 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.45\text{ m/seg.}}$$

$$V_r = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$V_r = 1.9735 (1.12)/(1.25)^{2.3} = \mathbf{1.32\text{ m/seg}}$$

✚ **Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (Q)^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.86}} \right) * L$$

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00112)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.038^{4.86}} \right) * 229 = \mathbf{6.24\text{ mts.}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del tanque de almacenamiento = 2374.26 m

Cota final = 2374.26 - 6.24 = 2368.02 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = 0

Presión final = cota final – cota topográfica de la CRPT7-01

Presión final = 2368.02 – 2325.20 = 42.82 m.

TRAMO: CRPT7. 01 – CRPT7. 02.

✚ **Calculo del caudal unitario (qu)**

$$q_u = Q/n^\circ \text{ de lotes}$$

$$q_u = 1.12/111 = \mathbf{0.0100\text{ ls/seg/vivienda}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2325.20 - 2286.13/172 = 0.227$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (1.12)^{0.38} / 0.227^{0.21}$$

$$Dt = 1.012 \text{ pulg; } \varnothing \text{ comercial} = 1 \frac{1}{4}'' = 0.038 \text{ m.}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.038 + 0.05)^{0.5} = 0.45 \text{ m/seg}$$

$$Vr = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (1.12)/(1.25)^{2.3} = 1.32 \text{ m/seg.}$$

✚ **Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00112)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.038^{4.86}} \right) * 172 = 4.69 \text{ mts.}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

$$\text{Cota de la CRP77-01} = 2325.20\text{m}$$

$$\text{Cota final} = 2325.20 - 4.69 = 2320.51 \text{ msnm.}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = 0$$

$$\text{Presión final} = 2320.51 - \text{cota topográfica del CRPT7-02}$$

$$\text{Presión final} = 2320.51 - 2286.13 = 34.38 \text{ m.}$$

TRAMO: CRPT7. 02 – J 1.

✚ **Calculo del caudal unitario (qu)**

$$q_u = Q/n^\circ \text{ de lotes}$$

$$q_u = 1.12/111 = 0.0100 \text{ ls/seg/vivienda}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2286.13 - 2276.66/68 = \mathbf{0.14}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (1.12)^{0.38} / 0.139^{0.21}$$

$$Dt = \mathbf{1.12 \text{ pulg}; } \emptyset \text{ comercial} = 1 \frac{1}{4}'' = 0.038\text{m.}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.038 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.450 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735 (Q)/D}^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (1.12)/(1.25)^{2.3} = \mathbf{1.32 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00112)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.038^{4.86}} \right) * 68 = \mathbf{1.86 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

$$\text{Cota de la CRPT7-02} = 2286.13\text{m}$$

$$\text{Cota final} = 2286.13\text{m} - 1.854 = 2284.28 \text{ msnm.}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = 0$$

$$\text{Presión final} = 2284.28 - \text{cota topográfica del J-1}$$

$$\text{Presión final} = 2284.28 - 2276.66 = \mathbf{7.62 \text{ m.}}$$

TRAMO: J-1 – CRPT7-03.

+ Calculo del caudal unitario (qu)

$$q_u = 0.0100 \text{ ls/seg/vivienda}$$

+ Calculo de la pendiente (Smax)

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2276.66 - 2238.32/523 = \mathbf{0.0733}$$

+ Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (1.12)^{0.38} / 0.073^{0.21}$$

$$Dt = \mathbf{1.28 \text{ pulg}; } \text{Ø comercial} = 1 \frac{1}{4}'' = 0.038 \text{ m.}$$

+ Calculo de la velocidad ideal (vi)

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.038 + 0.05)^{0.5} = 0.45 \text{ m/seg.}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735 (Q)/D}^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (1.12)/(1.25)^{2.3} = \mathbf{1.32 \text{ m/seg.}}$$

+ Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00112)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.038^{4.86}} \right) * 523 = \mathbf{14.26 \text{ mts}}$$

+ Calculo de la L.G.H

$$\text{Cota del J-1} = 2284.28 \text{ m}$$

$$\text{Cota final} = 2284.28 - 14.26 = 2270.02 \text{ msnm.}$$

+ Calculo de las presiones

$$\text{Presión inicial} = 2284.28 - 2276.66 = 7.62 \text{ m}$$

$$\text{Presión final} = 2270.02 - \text{cota topográfica del CRPT7-03}$$

Presión final = 2270.02 – 2238.32= 31.70 m.

TRAMO: CRPT7-03 – J-2.

✚ **Cálculo del caudal unitario (qu).**

$$q_u = 0.0100 \text{ ls/seg/vivienda}$$

Qtramo = qu x N° viviendas = 0.0100 * 100 = **1.00 l/s.**

✚ **Calculo de la pendiente (Smax).**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L.$$

$$S_{max} = 2238.32 - 2202.58/137 = \mathbf{0.26}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (1.00)^{0.38} / 0.26^{0.21}$$

Dt = 0.94 pulg; Ø comercial = 1 ¼" = 0.038 m.

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.038 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.45 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (1.00)/(1.25)^{2.3} = \mathbf{1.18 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00100)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.038^{4.86}} \right) * 137 = \mathbf{3.03 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota del CRPT7-03 = 2238.32m

Cota final de J-2 = 2238.32m – 3.03 = 2235.29 msnm.

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = 0

Presión final = 2235.29 – cota topográfica del J-2

Presión final = 2235.29 – 2202.58 = 32.71 m.

TRAMO: J2 – J3.

Número de casas que abastecerá el ramal; **x = 8**

Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (8-1)^{-0.5} = \mathbf{0.38}$$

+ Determinación del Qramal.

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g$$

$$Q_{ramal} = (0.38)*(8) (0.15)$$

$$Q_{ramal} = 0.456 \text{ l/seg.}$$

+ Calculo de la pendiente (Smax)

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2206.75 - 2202.58 / 55 = \mathbf{0.08}$$

+ Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.456)^{0.38} / (0.08)^{0.21}$$

$$Dt = \mathbf{0.90 \text{ pulg; } \emptyset \text{ comercial} = 1 \text{ pulg} = 0.0294 \text{ m.}}$$

+ Calculo de la velocidad ideal (vi)

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.43m/seg.}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735 (Q)/D^{2.3}}$$

$$V_r = 1.9735 (0.456)/(1)^{2.3} = \mathbf{0.90 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000456)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 55 = \mathbf{0.99 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del J-2 = Cota piezometrica del J-2

Cota inicial = 2235.29 msnm.

Cota final = 2235.29 – 0.99 = **2234.30** msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = cota piezometrica de J-2 – cota topog. En J-2

Presión inicial = 2235.29 – 2202.58 = **32.71 m.**

Presión final = cota piezometrica de J-3 – cota topográfica del J-3

Presión final = 2234.30 – 2206.75 = **27.55 mts.**

TRAMO: J-2 – CRPT7-04

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; **x = 16 casas**

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (16-1)^{-0.5} = \mathbf{0.26}$$

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g$$

$$Q_{ramal} = (0.26)*(16) (0.15) = \mathbf{0.624 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2202.58 - 2192.92/59 = \mathbf{0.16}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.624)^{0.38} / (0.16)^{0.21}$$

$$Dt = \mathbf{0.87 \text{ pulg}; } \varnothing \text{ comercial} = 1 \text{ pulg} = 0.0294 \text{ m.}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.43 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735 (Q)/D}^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.624)/(1)^{2.3} = \mathbf{1.23 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000624)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 59 = \mathbf{1.90 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

$$\text{Cota inicial del J-2} = 2235.29 \text{ msnm.}$$

$$\text{Cota final} = 2235.29 - 1.90 = 2233.40 \text{ msnm}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = \text{cota piezometrica de J-2} - \text{cota topog. En J-2}$$

$$\text{Presión inicial} = 2235.29 - 2202.58 = 32.71 \text{ m.}$$

$$\text{Presión final} = \text{cota piezometrica de CRPT7-04} - \text{cota topográfica de CRPT7-04.}$$

$$\text{Presión final} = 2233.40 - 2192.92 = \mathbf{40.48 \text{ mts.}}$$

TRAMO: CRPT7.04 – J-4.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; **x = 16 casas**

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (16-1)^{-0.5} = \mathbf{0.26}$$

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g$$

$$Q_{ramal} = (0.26) * (16) (0.15) = \mathbf{0.624 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2192.92 - 2167.03 / 248 = \mathbf{0.104}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.624)^{0.38} / (0.104)^{0.21} = \mathbf{0.96 \text{ pulg.}}$$

$$\emptyset \text{ comercial} = 1 \text{ pulg} = 0.0294 \text{ m.}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.43 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735 (Q)/D}^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.624)/(1)^{2.3} = \mathbf{1.23 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000624)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 248 = \mathbf{7.96 \text{ mts.}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

$$\text{Cota inicial de CRPT7-04} = 2192.92 \text{ m}$$

$$\text{Cota final} = 2192.92 \text{ m} - 7.96 = 2184.96 \text{ msnm}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial CRPT7-04} = 0$$

Presión final = Cota final - cota topográfica del J-4

Presión final = 2184.96 – 2167.03 = **17.93 mts.**

TRAMO: J2 – CRPT7-05, ramal primario.

✚ **Calculo del caudal unitario (qu)**

$$q_u = 0.0132 \text{ ls/seg/vivienda}$$

Qtramo = qu x N° viviendas = 0.0132 * 76 = **1.0032 l/s.**

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2202.58 - 2193.08 / 41 = 0.23$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (1.0032)^{0.38} / (0.232)^{0.21} = \mathbf{0.97 \text{ pulg.}}$$

Ø comercial = 1 ¼" pulg = 0.038 m.

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.038 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.45 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (1.0032)/(1.25)^{2.3} = \mathbf{1.19 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.0010032)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.038^{4.86}} \right) * 41 = \mathbf{0.91 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del J-2 = 2235.29 msnm.

Cota final = 2235.29 – 0.91 = 2234.38 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = cota piezometrica de J-2 – cota topog. En J-2

$$\text{Presión inicial} = 2235.29 - 2202.58 = \mathbf{32.71 \text{ m.}}$$

Presión final = Cota final CRPT7-05 – cota topográfica CRPT7-05.

$$\text{Presión final} = 2234.38 - 2193.08 = \mathbf{41.3 \text{ mts.}}$$

TRAMO: CRPT7-05 – J-7, ramal primario.

✚ Calculo del caudal unitario (qu)

$$q_u = 0.0132 \text{ ls/seg/vivienda}$$

$$Q_{\text{tramo}} = q_u \times N^{\circ} \text{ viviendas} = 0.0132 * 76 = \mathbf{1.0032 \text{ l/s.}}$$

✚ Calculo de la pendiente (Smax)

$$S_{\text{max}} = C_{\text{inicial}} - C_{\text{final}} / L$$

$$S_{\text{max}} = 2193.08 - 2183.11 / 41 \text{ m} = \mathbf{0.24}$$

✚ Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (1.0032)^{0.38} / (0.243)^{0.21} = \mathbf{0.96 \text{ pulg.}}$$

$$\emptyset \text{ comercial} = 1 \frac{1}{4}'' \text{ pulg} = 0.038 \text{ m.}$$

✚ Calculo de la velocidad ideal (vi)

$$V_i = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$V_i = 1.5 (0.0434 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.450 \text{ m/seg.}}$$

$$V_r = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$V_r = 1.9735 (1.0032)/(1.25)^{2.3} = \mathbf{1.19 \text{ m/seg.}}$$

✚ Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.0010032)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.038^{4.86}} \right) * 41 = \mathbf{0.92 \text{ mts.}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial de CRPT7-05

Cota inicial = 2193.08 msnm.

Cota final = 2193.08 – 0.92 = 2192.17 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = 0

Presión final = Cota final – cota topográfica del J-7

Presión final = 2192.17 – 2183.11 = **9.06 mts.**

TRAMO: J-7 – J-6. Ramal.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; **x = 6 casas**

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (6-1)^{-0.5} = \mathbf{0.45}$$

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g$$

$$Q_{ramal} = (0.447) * (6) (0.15) = \mathbf{0.40 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2183.11 - 2174.50 / 102 \text{ m} = \mathbf{0.084}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.402)^{0.38} / (0.084)^{0.21}$$

Dt = 0.845 pulg; Ø comercial = 1 pulg = 0.0294 m.

✚ Calculo de la velocidad ideal (vi)

$$V_i = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$V_i = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.43 \text{ m/seg.}}$$

$$V_r = \mathbf{1.9735 (Q)/D^{2.3}}$$

$$V_r = 1.9735 (0.402)/(1)^{2.3} = \mathbf{0.79 \text{ m/seg.}}$$

✚ Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000402)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 102 = \mathbf{1.45 \text{ mts}}$$

✚ Calculo de la L.G.H

Cota inicial del J-7 = Cota piezometrica del J7

$$\text{Cota inicial} = 2192.17 - 1.45 = 2190.72 \text{ msnm}$$

✚ Calculo de las presiones

Presión inicial = cota piezometrica de J-7 – cota topog. En J-7

$$\text{Presión inicial} = 2192.17 - 2183.11 = \mathbf{9.06 \text{ m.}}$$

Presión final = cota piezometrica de J-6 – cota topográfica del J-6

$$\text{Presión final} = 2190.72 - 2174.50 = \mathbf{16.22 \text{ mts.}}$$

TRAMO: J-7 – J-5.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal, x = 16 casas

✚ Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (16-1)^{-0.5} = \mathbf{0.26}$$

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{ramal} = (0.26) * (16) (0.15) = \mathbf{0.624} \text{ l/seg.}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2183.11 - 2163.98 / 354 = \mathbf{0.054}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.624)^{0.38} / (0.054)^{0.21}$$

$$Dt = \mathbf{1.10} \text{ pulg; } \emptyset \text{ comercial} = 1 \frac{1}{4}'' \text{ pulg} = 0.038\text{m.}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.038 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.445} \text{ m/seg.}$$

$$Vr = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.624)/(1.25)^{2.3} = \mathbf{0.74} \text{ m/seg.}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000624)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.038^{4.86}} \right) * 354 = \mathbf{3.27mts}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

$$\text{Cota inicial del J-7} = \text{Cota piezometrica del J7}$$

$$\text{Cota inicial} = 2192.17 \text{ msnm.}$$

$$\text{Cota final} = 2192.17 - 3.27 = 2188.90 \text{ msnm}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = \text{cota piezometrica de J-7} - \text{cota topog. En J-7}$$

Presión inicial = 2192.17 – 2183.11 = **9.06 m.**

Presión final = cota piezométrica de J-5 – cota topográfica del J-5

Presión final = 2188.90 – 2163.98 = 24.92 mts.

TRAMO: J-5 – CRPT7.07.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal, **x = 7 casas.**

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (7-1)^{-0.5} = \mathbf{0.408}$$

Determinación del Qramal.

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{ramal} = (0.408) * (7) (0.15) = \mathbf{0.43 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2163.98 - 2151.62 / 92 = \mathbf{0.134}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.429)^{0.38} / (0.134)^{0.21}$$

Dt = 0.785 pulg; Ø comercial = ¾" pulg = 0.0229 m.

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0229 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.405 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735 (Q)/D}^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.429)/(0.75)^{2.3} = \mathbf{1.64 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000429)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0229^{4.86}} \right) * 92 = \mathbf{4.97\ mts}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del J-5 = Cota piezometrica del J5

Cota inicial = 2188.90 msnm.

Cota final = 2188.90 – 4.97 = 2183.93 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = cota piezometrica de CRP07– cota topog. En CRP07.

Presión inicial = 2188.90 – 2163.98= **24.92 m.**

Presión final = cota piezometrica de J-5 – cota topográfica de CRPT7-07

Presión final = 2183.93 – 2151.62 = **32.31 mts.**

TRAMO: CRPT7-07 – J-18.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; **x = 7 casas**

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (7-1)^{-0.5} = \mathbf{0.408}$$

Determinación del Qramal.

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{ramal} = (0.408) * (7) (0.15) = \mathbf{0.429\ l/seg}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2151.62 - 2115.64 / 248 = \mathbf{0.145}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.429)^{0.38} / 0.145^{0.21}$$

$$Dt = \mathbf{0.77 \text{ pulg}; } \varnothing \text{ comercial} = \frac{3}{4}'' = 0.0229 \text{ m.}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0229 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.405 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735 (Q)/D}^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.429)/(0.75)^{2.3} = \mathbf{1.64 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000429)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0229^{4.86}} \right) * 248 = \mathbf{13.40 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

$$\text{Cota del CRP-07} = 2151.62\text{m}$$

$$\text{Cota final} = 2151.62 - 13.40 = 2138.22 \text{ msnm.}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = 0$$

$$\text{Presión final} = 2138.22 - \text{cota topográfica del J-19}$$

$$\mathbf{\text{Presión final} = 2138.22 - 2115.64 = 22.58 \text{ m.}}$$

TRAMO: J-7 – J-8, ramal primario.

✚ **Calculo del caudal unitario (qu)**

$$q_u = 0.0132 \text{ ls/seg/vivienda}$$

$$\text{Qtramo} = q_u \times N^\circ \text{ viviendas} = 0.0132 * 51 = \mathbf{0.673 \text{ l/s.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2183.11 - 2165.17 / 86 \text{ m} = \mathbf{0.21}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.673)^{0.38} / (0.209)^{0.21}$$

$$Dt = \mathbf{0.849 \text{ pulg; } \varnothing \text{ comercial} = 1 \text{ pulg} = 0.0294 \text{ m.}}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.423 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735 (Q)/D}^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.673)/(1.0)^{2.3} = \mathbf{1.33 \text{ m/seg.}}$$

Vr Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000673)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 86 = \mathbf{3.18 \text{ mts.}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

$$\text{Cota inicial J- 7} = 2192.17 \text{ msnm.}$$

$$\text{Cota final} = 2192.17 - 3.18 = 2188.99 \text{ msnm}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = \text{cota piezometrica de J-7} - \text{cota topog. En J-7}$$

$$\text{Presión inicial} = 2192.17 - 2183.11 = \mathbf{9.06 \text{ m.}}$$

$$\text{Presión final} = \text{cota piezometrica de J-7} - \text{cota topográfica del J-8}$$

$$\text{Presión final} = 2188.99 - 2165.17 = \mathbf{23.82 \text{ mts.}}$$

TRAMO: J-8 – J-09.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal, **x = 01 colegio**

Dado que el ramal solo abastecerá a 01 colegio, y en ningún caso $K < 0.20$, entonces establezco $k = 0.20$.

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g$$

$$Q_{ramal} = (0.20) * (1) (0.15) = \mathbf{0.03 \text{ l/seg.}}$$

Qramal **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2165.17 - 2163.13 / 154 \text{ m} = \mathbf{0.013}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.03)^{0.38} / (0.0132)^{0.21}$$

$$Dt = \mathbf{0.465 \text{ pulg}} \quad ; \quad \varnothing \text{ comercial} = \frac{3}{4}'' \text{ pulg} = 0.0229 \text{ m.}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$V_i = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$V_i = 1.5 (0.0229 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.405 \text{ m/seg.}}$$

$$V_r = \mathbf{1.9735 (Q)/D}^{2.3}$$

$$V_r = 1.9735 (0.03)/(0.75)^{2.3} = \mathbf{0.115 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00003)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0229^{4.86}} \right) * 154 = \mathbf{0.06}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del J-8 = Cota piezometrica del J-8

Cota inicial = 2188.99 msnm.

$$\text{Cota final} = 2188.99 - 0.06 = 2188.93\text{msnm}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = \text{Cota piezometrica J.9} - \text{cota topog. 09.}$$

$$\text{Presión inicial} = 2188.99 - 2165.17 = \mathbf{23.82 \text{ m.}}$$

$$\text{Presión final} = \text{Cota piezometrica de J-9} - \text{cota topográfica del J-9}$$

$$\text{Presión final} = 2188.93 - 2163.13 = \mathbf{25.80 \text{ mts.}}$$

TRAMO: J-8 – J-10.

$$\text{✚ Número de casas que abastecerá el ramal; } X = \text{casas}$$

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (3-1)^{-0.5}x$$

K Determinación del Qramal.

$$Q_{\text{ramal}} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{\text{ramal}} = (0.707) * (3) (0.15) = \mathbf{0.318 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{\text{max}} = C_{\text{inicial}} - C_{\text{final}} / L$$

$$S_{\text{max}} = 2165.17 - 2164.59 / 138 \text{ m} = \mathbf{0.0042}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.318)^{0.38} / (0.0042)^{0.21}$$

$$Dt = \mathbf{1.05 \text{ pulg; } \emptyset \text{ comercial} = 1 \text{ pulg} = 0.0294 \text{ m.}}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.423 \text{ m/seg.}}$$

$$V_r = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$V_r = 1.9735 (0.318)/(1.0)^{2.3} = \mathbf{0.63 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000318)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 138 = \mathbf{1.27 \text{ mts.}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del J-8 = Cota piezometrica del J-8

Cota inicial = 2188.99 msnm.

Cota final = 2188.99 – 1.27 = 2187.72 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = Cota piezometrica J8 – cota topog. J8.

Presión inicial = 2188.99 – 2165.17 = **23.82 m.**

Presión final = Cota piezometrica de J-10 – cota topográfica del J-10

Presión final = 2187.72 – 2164.59 = **23.13 mts.**

TRAMO: J-8- CR0T7- 06, ramal primario.

✚ **Calculo del caudal unitario (qu)**

$$q_u = 0.0132 \text{ ls/seg/vivienda}$$

Qtramo = qu x N° viviendas = 0.0132 * 34 = **0.449 l/s.**

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2165.17 - 2153.86 / 85 = \mathbf{0.13}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.449)^{0.38} / (0.133)^{0.21} = \mathbf{0.80 \text{ pulg.}}$$

Ø comercial = 1 pulg = 0.0294 m.

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$V_i = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$V_i = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.423 \text{ m/seg.}}$$

$$V_r = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$V_r = 1.9735 (0.449)/(1)^{2.3} = \mathbf{0.886 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000449)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 85 = \mathbf{1.48 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

$$\text{Cota inicial del J-8} = 2188.99 \text{ msnm.}$$

$$\text{Cota final} = 2188.99 - 1.48 = 2187.51 \text{ msnm}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = \text{cota piezometrica de J-8} - \text{cota topog. En J-8}$$

$$\text{Presión inicial} = 2188.99 - 2165.17 = \mathbf{23.82 \text{ m.}}$$

$$\text{Presión final} = \text{cota piezometrica de CRPT06} - \text{cota topográfica CRPT06.}$$

$$\text{Presión final} = 2187.51 - 2153.86 = \mathbf{33.65 \text{ mts.}}$$

TRAMO: CRPT7-06 – J-11.

✚ **Calculo del caudal unitario (qu)**

$$q_u = 0.0132 \text{ ls/seg/vivienda}$$

$$Q_{\text{tramo}} = q_u \times N^\circ \text{ viviendas} = 0.0132 * 34 = \mathbf{0.449 \text{ l/s.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{\text{max}} = C_{\text{inicial}} - C_{\text{final}} / L$$

$$S_{\text{max}} = 2153.86 - 2145.39/72 = \mathbf{0.12}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.449)^{0.38} / 0.118^{0.21} = \mathbf{0.828 \text{ pulg}}; \text{Ø comercial} = 1'' = 0.0294\text{m.}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.423 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735} (Q)/D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.449)/(1)^{2.3} = \mathbf{0.886 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000449)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 72 = \mathbf{1.26 \text{ mts.}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

$$\text{Cota del CRP- 06} = 2153.86 \text{ m}$$

$$\text{Cota final} = 2153.86 - 1.26 = 2152.60 \text{ msnm.}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = 0$$

$$\text{Presión final} = 2152.60 - \text{cota topográfica del J-11}$$

$$\mathbf{\text{Presión final} = 2152.60 - 2145.39 = 7.21 \text{ m.}}$$

TRAMO: J-11 – J-12. Ramal.

✚ **Número de casas que abastecerá el ramal; X = 6 casas**

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (6-1)^{-0.5} = \mathbf{0.447}$$

Determinación del Qramal.

$$Q_{\text{ramal}} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{ramal} = (0.447) * (6) (0.15) = \mathbf{0.403 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (S_{max})**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2145.39 - 2141.27/80 = \mathbf{0.05}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.403)^{0.38} / (0.05)^{0.21} = \mathbf{0.943 \text{ pulg; } \emptyset \text{ comercial} = 1 \text{ pulg} = 0.0294.}$$

Calculo de la velocidad ideal (vi)

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.423 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.403)/(1)^{2.3} = \mathbf{0.80 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000403)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 80 = \mathbf{1.14 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del J-11 = Cota piezometrica del J-11

Cota inicial = 2152.60 msnm.

Cota final = 2152.60 – 1.14 = 2151.46 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = Cota piezometrica J11 – cota topog. J11.

Presión inicial = 2152.60 – 2145.39 = **7.21 m.**

Presión final = Cota piezometrica de J-12 – cota topográfica del J-12

Presión final = 2151.46 – 2141.27 = **10.19 mts.**

TRAMO: J11– J13. Ramal Primario.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; x = 21 casas.

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (21-1)^{-0.5} = 0.224$$

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{ramal} = (0.224) * (21) (0.15) = \mathbf{0.706 \text{ l/seg.}}$$

Calculo de la pendiente (Smax)

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2145.39 - 2140.97 / 35 = \mathbf{0.13}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.706)^{0.38} / (0.126)^{0.21} = \mathbf{0.96 \text{ pulg; } \emptyset \text{ comercial} = 1 \text{ pulg} = 0.0294 \text{ m.}}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.423 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.706)/(1)^{2.3} = \mathbf{1.39 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000706)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 35 = \mathbf{1.41 \text{ mts.}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del J-11 = 2152.60 msnm.

Cota final = 2152.60 – 1.413 = 2151.19 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = Cota piezometrica J-11 – cota topog. J-11.

Presión inicial = 2152.60 – 2145.39 = **7.21 m.**

Presión final = Cota piezometrica de J-13 – cota topográfica del J-13

Presión final = 2151.19 – 2140.97 = 10.22 mts.

TRAMO: J-13 – J-14. Ramal

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; X = 3 Casas

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (3 - 1)^{-0.5} = \mathbf{0.707}$$

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{ramal} = (0.707) * (3) (0.15) = \mathbf{0.318 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2140.97 - 2127.88 / 280 = \mathbf{0.05}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.318)^{0.38} / (0.047)^{0.21} = \mathbf{0.87 \text{ pulg; } \varnothing \text{ comercial} = 1 \text{ pulg} = 0.0294 \text{ m.}}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$V_i = 1.5 (0.0294 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.423 \text{ m/seg.}}$$

$$V_r = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$V_r = 1.9735 (0.318)/(1)^{2.3} = \mathbf{0.63 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000318)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0294^{4.86}} \right) * 280 = \mathbf{2.58 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del J-13 = 2151.19 msnm.

Cota final = 2151.19 – 2.58 = 2148.61 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = Cota piezometrica J-13 – cota topog. J-13.

Presión inicial = 2151.19 – 2140.97 = **10.22 m.**

Presión final = Cota piezometrica de J-14 – cota topográfica del J-14

Presión final = 2148.61 – 2127.88 = **20.73 mts.**

TRAMO: J-13 – CRPT7.08. Ramal primario.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; X = 15 casas

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (15 - 1)^{-0.5} = 0.267$$

Determinación del Qramal.

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g$$

$$Q_{ramal} = (0.267)*(15) (0.15) = \mathbf{0.600 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2140.97 - 2108.19/129 = 0.25$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.60)^{0.38} / (0.254)^{0.21} = \mathbf{0.78 \text{ pulg}}; \text{Ø comercial} = \frac{3}{4} \text{ pulg} = 0.0229 \text{ m.}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0229 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.405 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.60)/(0.75)^{2.3} = \mathbf{2.30 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00060)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0229^{4.86}} \right) * 129 = \mathbf{12.98 \text{ mts.}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial J-13 = 2151.19 msnm.

Cota final = 2151.19 – 12.98 = 2138.21 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = Cota piezometrica J-13 – cota topog. J-13.

Presión inicial = 2151.19 – 2140.97 = **10.22 m.**

Presión final = Cota piezometrica de CRPT6.08 – cota topográfica del CRPT6.08

Presión final = 2138.21 – 2108.19 = 30.02 mts.

TRAMO: CRPT7-08 – CRPT7.09. Ramal primario.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; X = 11 casas

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (11 - 1)^{-0.5} = 0.316$$

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{ramal} = (0.316) * (11) (0.15) = \mathbf{0.52 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2108.19 - 2065.46 / 136 = \mathbf{0.31}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.52)^{0.38} / (0.314)^{0.21} = \mathbf{0.70 \text{ pulg; } \emptyset \text{ comercial} = \frac{3}{4} \text{ pulg} = 0.0229 \text{ m.}}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0229 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.405 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = 1.9735 (Q) / D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.52) / (0.75)^{2.3} = \mathbf{1.99 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00052)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0229^{4.86}} \right) * 136 = \mathbf{10.50 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial de la CRPT7.08 = Cota piezometrica de CRPT7.08

$$Cota \text{ final} = 2108.19 - 10.50 = 2097.69 \text{ msnm}$$

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = 0

Presión final = Cota piezometrica de CRPT7.09 – cota topográfica del CRPT7.09

$$\mathbf{Presión \text{ final} = 2097.69 - 2065.46 = 32.23 \text{ mts.}}$$

TRAMO: CRPT7.09 – J-15. Ramal primario.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; $x = 11$ casas

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (11 - 1)^{-0.5} = 0.316$$

Determinación del Qramal.

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g$$

$$Q_{ramal} = (0.316) * (11) (0.15) = \mathbf{0.52 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2065.46 - 2056.31 / 30 = \mathbf{0.31}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.52)^{0.38} / (0.30)^{0.21} = \mathbf{0.71 \text{ pulg; } \varnothing \text{ comercial} = 3/4'' \text{ pulg} = 0.0229 \text{ m.}}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0229 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.405 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = \mathbf{1.9735 (Q)/D}^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.52)/(0.75)^{2.3} = \mathbf{1.99 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pérdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00052)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0229^{4.86}} \right) * 30 = \mathbf{2.32 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial CRPT7.09 = 2065.46 msnm.

$$\text{Cota final} = 2065.46 - 2.32 = 2063.14 \text{ msnm}$$

✚ **Calculo de las presiones**

$$\text{Presión inicial} = 0$$

$$\text{Presión final} = \text{CRPT7.09} - \text{cota topográfica del J-15}$$

$$\text{Presión final} = 2063.14 - 2056.31 = \mathbf{6.83 \text{ mts.}}$$

TRAMO: J-15 – J-16. Ramal.

$$\text{✚ Número de casas que abastecerá el ramal; } \mathbf{x = 3 \text{ casas}}$$

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$\mathbf{K = (x-1)^{-0.5}}$$

$$K = (3 - 1)^{-0.5} = 0.707$$

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{\text{ramal}} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{\text{ramal}} = (0.707) * (3) (0.15) = \mathbf{0.318 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{\text{max}} = C_{\text{inicial}} - C_{\text{final}} / L$$

$$S_{\text{max}} = 2056.31 - 2034.27 / 145 = \mathbf{0.15}$$

✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.318)^{0.38} / (0.152)^{0.21} = \mathbf{0.68 \text{ pulg; } \emptyset \text{ comercial} = \frac{3}{4} \text{ pulg} = 0.0223 \text{ m.}}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$V_i = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$V_i = 1.5 (0.0229 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.405 \text{ m/seg}}$$

$$V_r = \mathbf{1.9735 (Q)/D^{2.3}}$$

$$V_r = 1.9735 (0.318) / (0.75)^{2.3} = \mathbf{1.22 \text{ m/seg.}}$$

- ✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000318)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0229^{4.86}} \right) * 145 = 4.50 \text{ mts}$$

- ✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial J-5 = 2063.14 msnm.

Cota final = 2063.14 – 4.50 = 2058.64 msnm

- ✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = 2063.14 – 2056.31 = **6.83 m.**

Presión final = J-15 – cota topográfica del J-16

Presión final = 2058.64 – 2034.27 = **24.37 mts.**

TRAMO: J-15 – CRPT7. 10 Ramal Primario.

- ✚ Número de casas que abastecerá el ramal; x = 6 casas

- ✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (6 - 1)^{-0.5} K = 0.447$$

- ✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{ramal} = (0.447) * (6) (0.15) = \mathbf{0.403 \text{ l/seg.}}$$

- ✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2056.31 - 2017.34 / 121 \text{ m} = \mathbf{0.32}$$

- ✚ **Calculo del diámetro teórico (Dt)**

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.403)^{0.38} / (0.33)^{0.21} = \mathbf{0.63 \text{ pulg; } \varnothing \text{ comercial} = \frac{3}{4}'' \text{ pulg} = 0.0229 \text{ m.}}$$

✚ **Calculo de la velocidad ideal (vi)**

$$V_i = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$V_i = 1.5 (0.0229 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.405 \text{ m/seg.}}$$

$$V_r = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$V_r = 1.9735 (0.403)/(0.75)^{2.3} = \mathbf{1.54 \text{ m/seg.}}$$

✚ **Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).**

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.000403)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0229^{4.86}} \right) * 121 = \mathbf{5.82 \text{ mts}}$$

✚ **Calculo de la L.G.H**

Cota inicial del J-15 = 2063.14 msnm.

Cota final = 2063.14 – 5.82 = 2057.32 msnm

✚ **Calculo de las presiones**

Presión inicial = 2063.14 – 2056.31 = **6.83 m.**

Presión final = Cota final J-15– cota topográfica de CRPT7.10

Presión final = 2057.32 – 2017.34 = **39.98 mts.**

TRAMO: CRPT7. 10 – J-17. Ramal Primario.

✚ Número de casas que abastecerá el ramal; x = 2 casas

✚ **Calculo del coeficiente de simultaneidad (K)**

$$K = (x-1)^{-0.5}$$

$$K = (2 -1)^{-0.5} = 1$$

✚ **Determinación del Qramal.**

$$Q_{ramal} = K * x \sum Q_g.$$

$$Q_{ramal} = (1)*(2) (0.15) = \mathbf{0.30 \text{ l/seg.}}$$

✚ **Calculo de la pendiente (Smax)**

$$S_{max} = C_{inicial} - C_{final} / L$$

$$S_{max} = 2017.34 - 1967.40 / 148 \text{ m} = \mathbf{0.34}$$

✚ Calculo del diámetro teórico (Dt)

$$Dt = (0.71) (Q)^{0.38} / (S)^{0.21}$$

$$Dt = (0.71) (0.30)^{0.38} / (0.34)^{0.21} = \mathbf{0.567 \text{ pulg.}}$$

$$\text{Ø comercial} = \text{¾"} \text{ pulg} = 0.0229 \text{ m.}$$

✚ Calculo de la velocidad ideal (vi)

$$Vi = 1.5 (D + 0.05)^{0.5}$$

$$Vi = 1.5 (0.0229 + 0.05)^{0.5} = \mathbf{0.405 \text{ m/seg.}}$$

$$Vr = 1.9735 (Q)/D^{2.3}$$

$$Vr = 1.9735 (0.30)/(0.75)^{2.3} = \mathbf{1.15 \text{ m/seg.}}$$

✚ Calculo de la perdida de carga en el tramo (hf).

$$hf = \left(\frac{10.674 (0.00030)^{1.852}}{150^{1.852} * 0.0229^{4.86}} \right) * 148 = \mathbf{4.12 \text{ mts}}$$

✚ Calculo de la L.G.H

$$\text{Cota inicial de CRPT7.10} = 2017.34 \text{ msnm.}$$

$$\text{Cota final} = 2017.34 - 4.12 = 2013.22 \text{ msnm}$$

✚ Calculo de las presiones

$$\text{Presión inicial} = 0$$

$$\text{Presión final} = \text{cota topográfica de CRPT7.10} - \text{Cota de terreno de J-17.}$$

$$\text{Presión final} = 2013.22 - 1967.40$$

$$\mathbf{\text{Presión final} = 45.82 \text{ mts.}}$$

Tabla 14: CALCULO MANUAL DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN QUE ABASTECE LA RED MACHO MUERTO – CALANGLA BAJO.

TRAMO	LONG (m)	COTAS DE TERRENO		X (N° Casas)	K	Q TRAMO, RAMAL	S (max)	D. CAL. TEORI	D. COMER.	V. IDEAL (m/s)	V. REAL (m/s)	Hf	LINEA G.HIDRAULICA		PRESION	
		INICIAL	FINAL										INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
RED DE DISTRIBUCION 01																
T01- CRP 01	229.0	2374.26	2325.20	111	0.10	1.1	0.21	1.03	1.25	0.451	1.32	6.24	2374.26	2368.02	0	42.82
CRP01- CRP02	172.0	2325.20	2286.13	111	0.10	1.1	0.23	1.01	1.25	0.458	1.32	4.69	2325.20	2320.51	0	34.38
CRP02 - J1	68.0	2286.13	2276.66	111	0.10	1.1	0.14	1.12	1.25	0.458	1.32	1.854	2286.13	2284.28	0	7.62
J1- CRP 03	523.0	2276.66	2238.32	111	0.10	1.1	0.07	1.28	1.25	0.458	1.32	14.26	2284.28	2270.02	7.62	31.70
CRP 03 - J2	137.0	2238.32	2202.58	100	0.10	1.0	0.26	0.94	1.25	0.442	1.19	3.03	2238.32	2235.29	0.00	32.71
J2 - J3	55.0	2206.75	2202.58	8	0.38	0.5	0.08	0.90	1	0.458	0.9	0.98	2235.29	2234.31	32.71	27.56
J2 - CRP 04	59.0	2202.58	2192.92	16	0.26	0.6	0.16	0.87	1	0.43	1.23	1.90	2235.29	2233.39	32.71	40.47
CRP 04 - J4	248.0	2192.92	2167.03	16	0.26	0.6	0.10	0.95	1	0.43	1.22	7.86	2192.92	2185.06	0.00	18.03
J2 - CRP 05	41.0	2193.08	2193.08	76	0.12	1.0	0.00	0.97	1.25	0.442	1.19	0.91	2235.29	2234.38	42.21	41.30
CRP 05 - J7	41.0	2193.08	2183.11	76	0.12	1.0	0.24	0.96	1.25	0.45	1.18	0.92	2193.08	2192.16	0.00	9.05
J7 - J6	102.0	2183.11	2174.50	6	0.45	0.4	0.08	0.85	1	0.43	0.79	1.45	2192.16	2190.71	9.05	16.21
J7 - J5	354.0	2183.11	2163.98	16	0.26	0.6	0.05	1.10	1.25	0.445	0.74	3.27	2192.16	2188.89	9.05	24.91
J5 - CRP 07	92.0	2163.98	2151.62	7	0.41	0.4	0.13	0.79	0.75	0.405	1.64	4.97	2188.89	2183.92	24.91	32.30
CRP 07 - J18	248.0	2151.62	2115.64	7	0.41	0.4	0.15	0.77	0.75	0.405	1.64	13.4	2151.62	2138.22	0.00	22.58
J7 - J8	86.0	2183.11	2165.17	51	0.14	0.7	0.21	0.85	1	0.423	1.33	3.18	2192.16	2188.98	9.05	23.81
J8 - J9	154.0	2165.17	2163.13	1	0.20	0.0	0.01	0.46	0.75	0.405	0.12	0.06	2188.98	2188.92	23.81	25.79
J8 - J10	138.0	2165.17	2164.59	3	0.71	0.3	0.00	1.45	1	0.423	0.63	1.27	2188.98	2187.71	23.81	23.12
J8 - CRP 06	85.0	2165.17	2153.86	34	0.17	0.4	0.13	0.80	1	0.423	0.89	1.48	2188.98	2187.50	23.81	33.64
CRP 06 - J11	72.0	2153.86	2145.39	34	0.17	0.4	0.12	0.83	1	0.423	0.89	1.26	2153.86	2152.60	0.00	7.21
J11 - J12	80.0	2145.39	2141.27	6	0.45	0.4	0.05	0.94	1	0.423	0.8	1.14	2152.60	2151.46	7.21	10.19
J11 - J13	35.0	2145.39	2140.97	21	0.22	0.7	0.13	0.96	1	0.423	1.39	1.41	2152.60	2151.19	7.21	10.22
J13 - J14	280.0	2140.97	2127.88	3	0.71	0.3	0.05	0.87	1	0.423	0.63	2.58	2151.19	2148.61	10.22	20.73
J13 - CRP 08	129.0	2140.97	2108.19	15	0.27	0.6	0.25	0.78	0.75	0.405	2.29	12.98	2151.19	2138.21	10.22	30.02
CRP08-CRP09	136.0	2108.19	2065.46	11	0.32	0.5	0.31	0.71	0.75	0.405	1.99	10.50	2108.19	2097.69	0.00	32.23
CRP 09 - J15	30.0	2065.46	2056.31	11	0.32	0.5	0.31	0.71	0.75	0.405	1.99	2.32	2065.46	2063.14	0.00	6.83
J15 - J16	145.0	2056.31	2034.27	3	0.71	0.3	0.15	0.68	0.75	0.405	1.22	4.50	2063.14	2058.64	6.83	24.37
J15 - CRP 10	121.0	2056.31	2017.34	6	0.45	0.4	0.32	0.64	0.75	0.405	1.54	5.82	2063.14	2057.32	6.83	39.98
CRP 10 - J17	148.0	2017.34	1967.40	2	1.00	0.3	0.34	0.56	0.75	0.405	1.15	4.12	2017.34	2013.22	0.00	45.82
RAMALES																

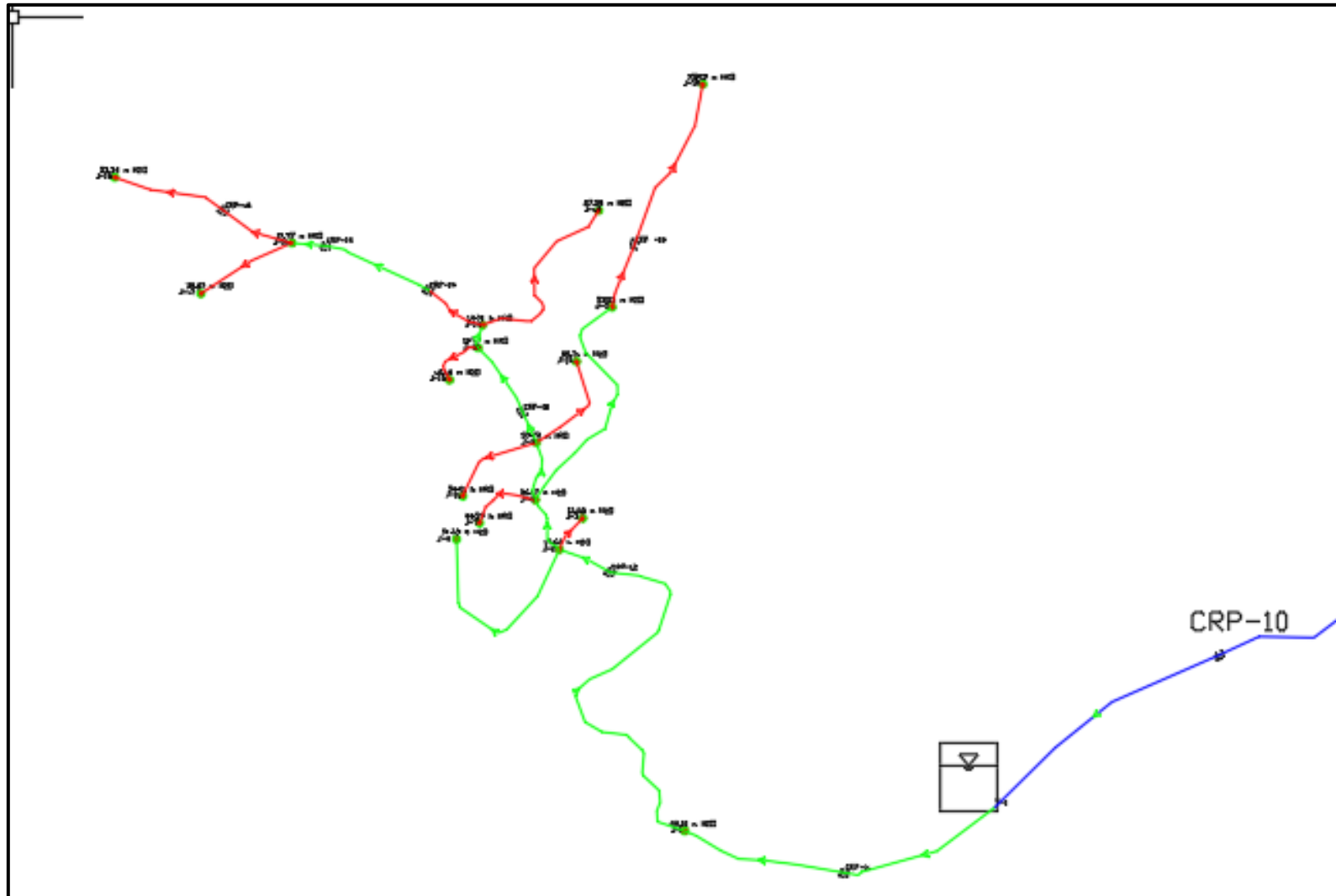


Gráfico 3: Diseño de las redes de distribución en WATERGEMS.

5.2.12 Diseño Hidráulico en WaterCAD de la red principal Capt, “Macho Muerto – Calangla Bajo”.

En la etapa de resultados, presento el modelamiento hidráulico del sistema de agua, del caserío de Calangla, en el software WATERCAD.

✓ Georreferenciación del plano topográfico, mediante imágenes satelitales.

Para realizar el modelamiento del sistema hidráulico, en el software WaterCAD, primero es necesario el plano topográfico representado con sus curvas a nivel, claro y contundente, con la ubicación, de la planimetría y la topografía de la zona en formato AutoCAD (dxf).

El plano topográfico con su respectiva altimetría y planimetría son los planos esenciales, ya que a partir de allí el Watercad interpola los nodos, y te da la elevación topográfica de cada nodo automáticamente, sin preciso de ingresarlo manualmente.

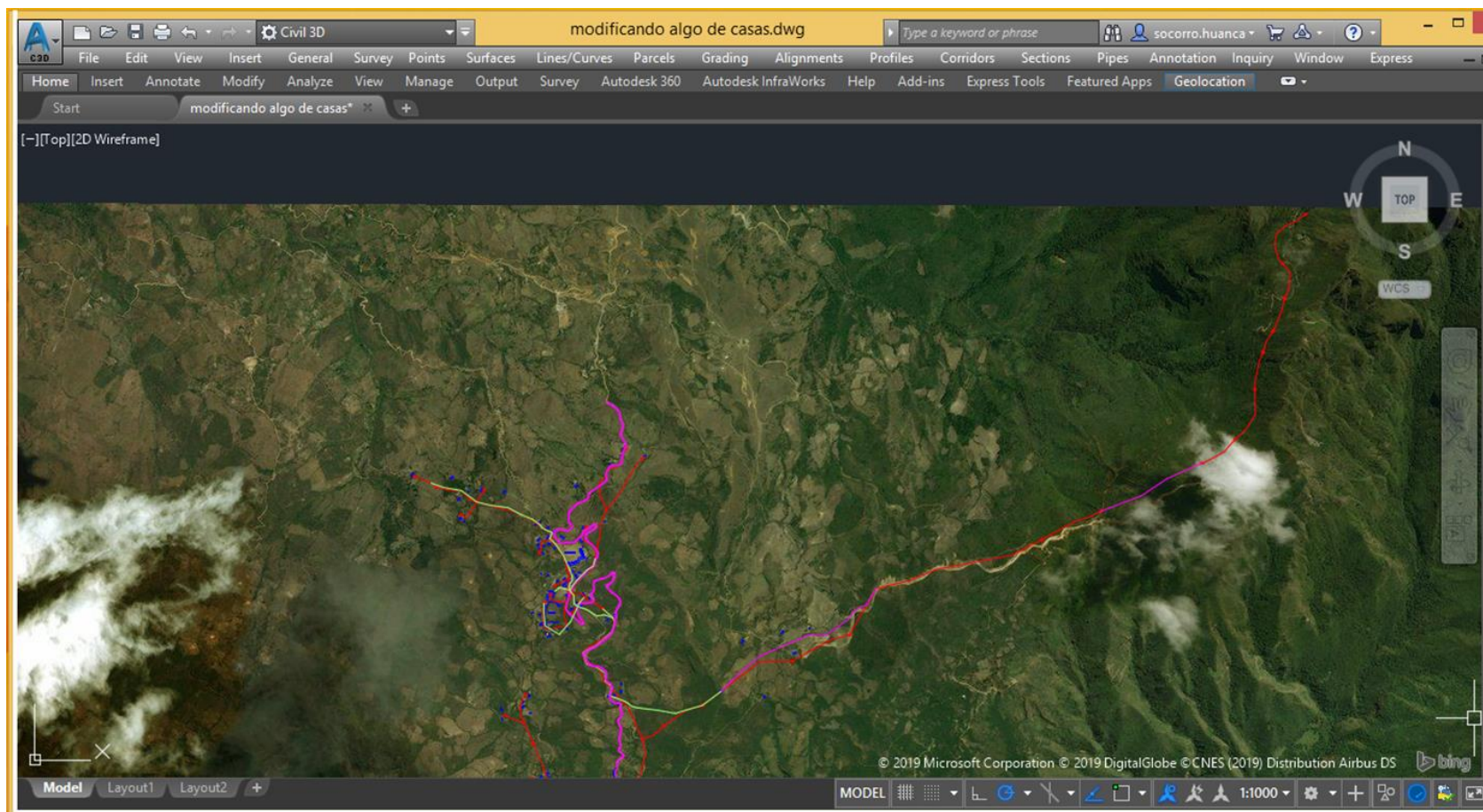


Gráfico 4: Imagen Satelital del Caserío de Calangla, Distrito de San Miguel del Faique.
Fuente propia: Georreferenciación del plano, con la ayuda de las imágenes satelitales.

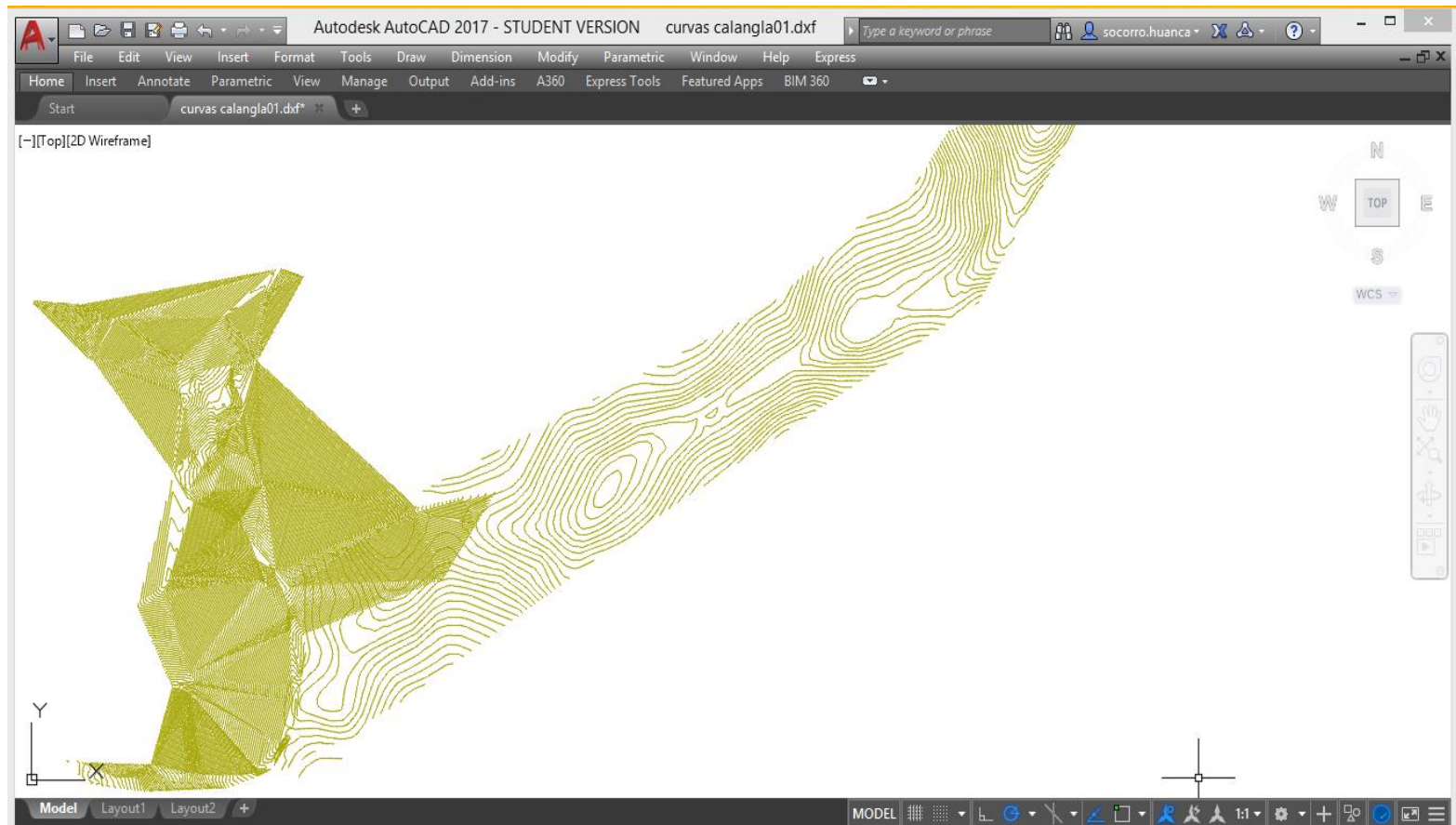


Gráfico 5: Plano Topográfico, con sus respectivas curvas a Nivel.

Fuente propia: Plano topográfico con sus respectivas curvas a nivel de cada 2 metros del caserío de CALANGLA, con su respectiva línea nueva de conducción.

Una vez configurado los planos en el AutoCAD, se comienza a abrir el software WaterCAD.

✚ En las páginas anteriores, se determinó los cálculos pertinentes, relacionados al diseño de agua potable, como la población actual y población futura por tramo, los caudales necesarios por tramos, etc., data importante para el diseño de las redes de agua desde manantial Macho Muerto a la parte baja de Calangla.

a) Análisis y simulación de las redes de distribución de agua.

✚ El análisis y simulación de las redes se realiza para investigar la relación que existe entre las características de la red de agua, la demanda de los consumidores y los caudales y cargas en un momento determinado.

✚ Se calcula las presiones, los caudales, las velocidades mediante el cálculo hidráulico, (al modelo matemático).

✚ Nuestro diseño del proyecto consistió en un análisis estático, para este tipo de análisis se tiene que conocer los diámetros de todos los tramos de la red, la cotas topográficas de los tanques y las demandas que se va a colocar a cada nudo, y la distribución de caudales y presiones en la red.

Aplicación del análisis y simulación de redes.

✚ Conocer el comportamiento de todos componentes de distribución de agua.

✚ Estimación de los niveles de servicio.

✚ Diseño de nuevos sistemas.

✚ Evaluación de la capacidad de conducción de la red existente.

- ✚ El planeamiento contingente. Solución de las redes para diferentes alternativas.

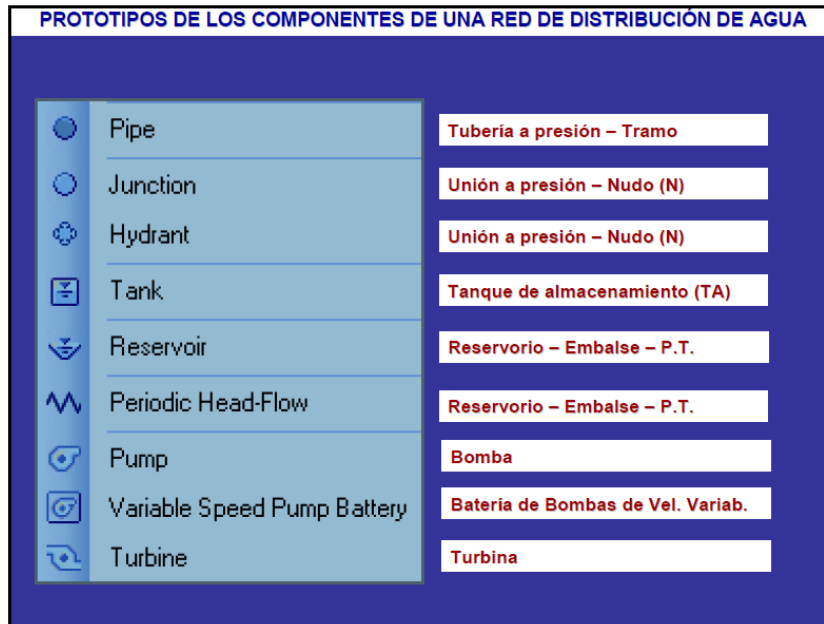
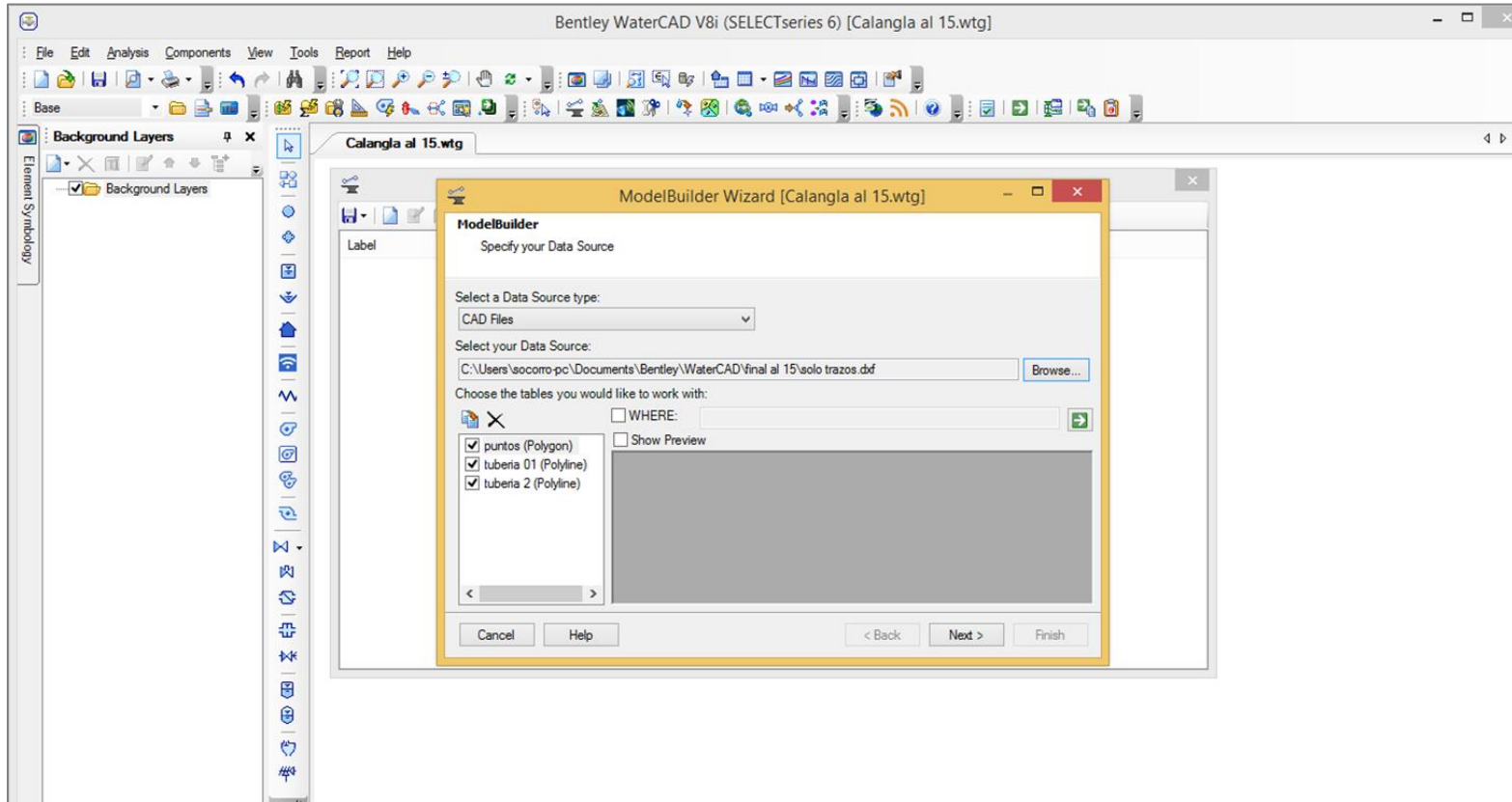


Gráfico 6: Prototipos del software WaterCAD.
Fuente: Manual de Watercad, indica los prototipos del software.

A continuación se describen los pasos, para poder obtener los resultados.

- Configuración del software Watercad, se configura las unidades con el S.I, luego se crea un prototipo, para configurar el tipo de material de las tuberías y el coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams, $C=150$.
- Una vez configurado las unidades del software, se ingresan los planos, a través de la opción **Model Builder**, aquella opción se encuentra dentro de la pestaña **tools**, herramienta eficaz, que permite que las polilíneas de AutoCAD, se convierta en tuberías, y los puntos creados se conviertan en nodos, sin preciso que se dibuje el trazo y los nodos en el área de trabajo del WaterCad.

Model Builder permite que los trazos que están en AutoCAD en polilíneas, automáticamente en el Watercad, se conviertan en redes de tuberías, sin la necesidad de dibujar pipe-nodo, te los jala automáticamente como redes.



**Gráfico 7: Procedimiento de Cálculo de la red de distribución.
Fuente propia: Ventana Model Builder**

Resultados de la opción Model Builder, las polilíneas que fueron trasladadas desde AutoCAD, fueron convertidas a redes y nodos automáticamente, sin la necesidad de dibujar los trazos en el área de trabajo del WaterCAD.

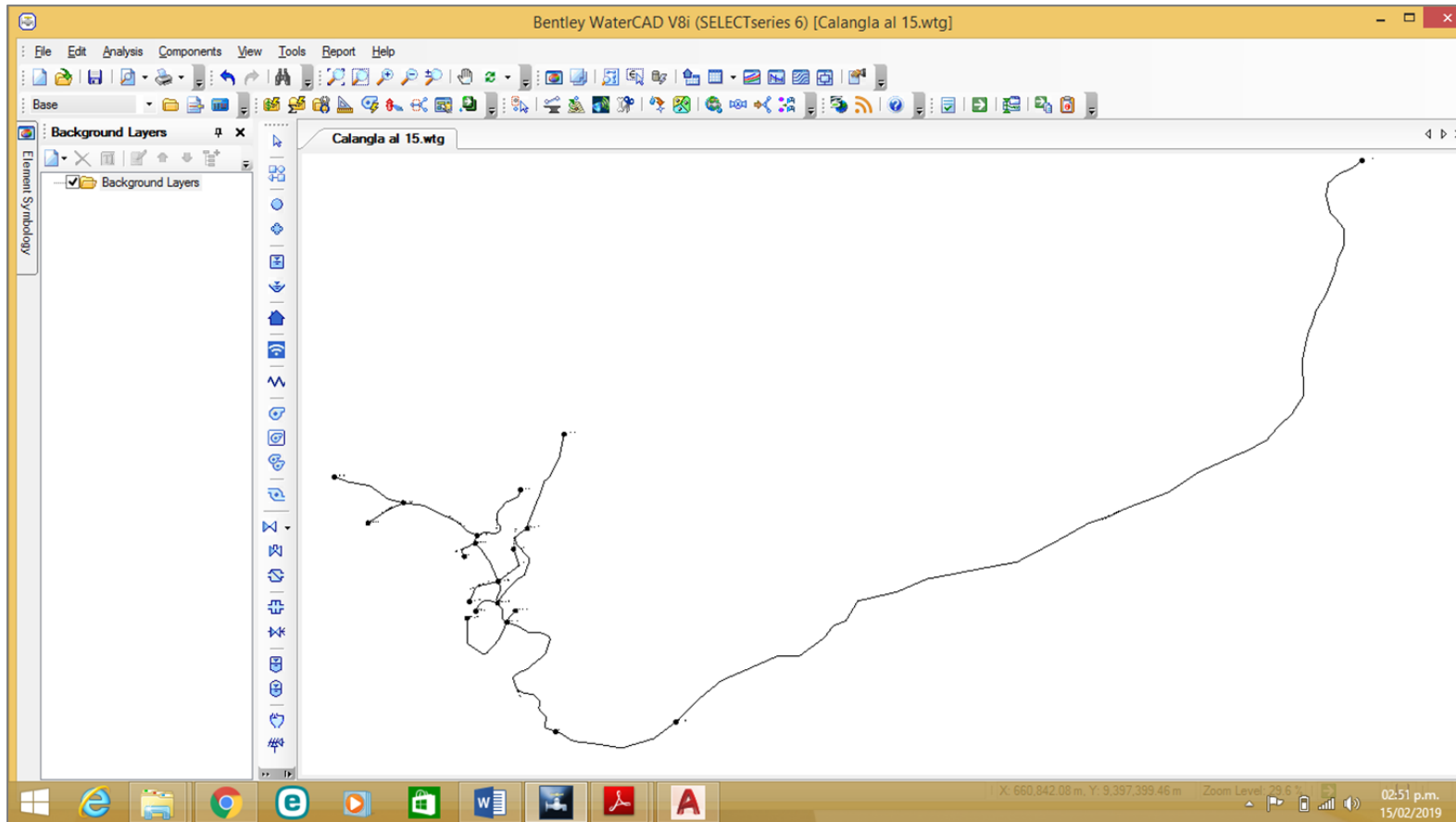
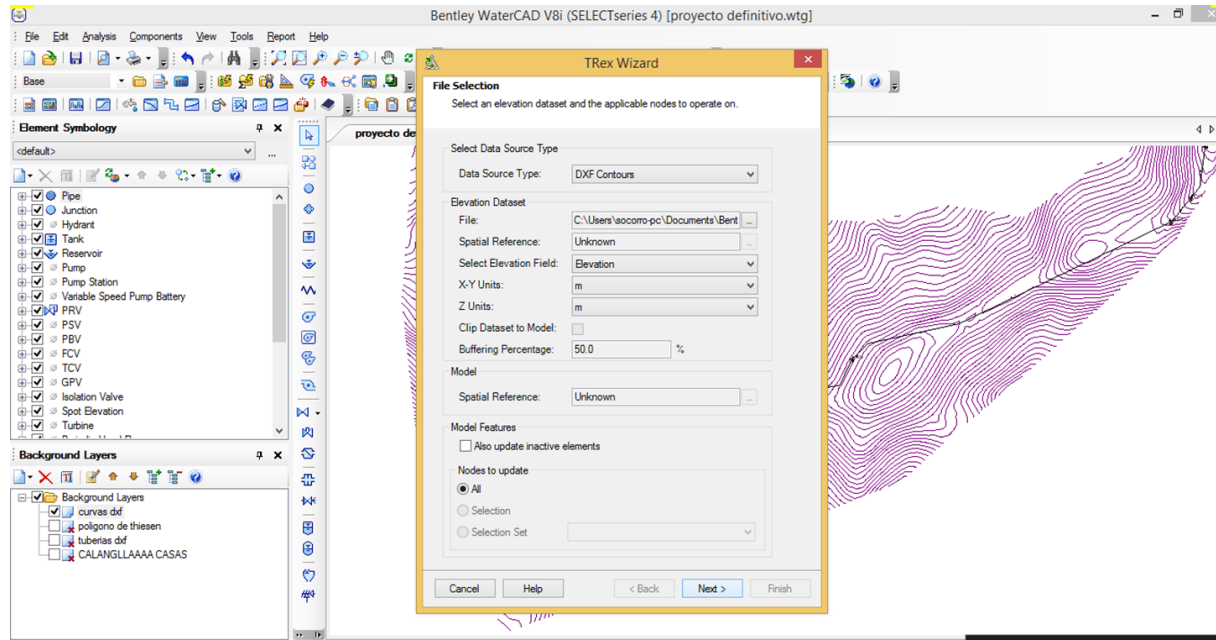


Gráfico 8: Creación de Nodos y Redes en el sistema de agua potable.

1.1.3. Ingreso de información al modelo.

- Una vez que se realiza el trazado de redes y los nodos, se procede a agregarles la cota topográfica a cada nodo.
- Desde software watercad, se jala el plano topográfico ubicado en el AutoCAD, y vez ya se encuentre en el WaterCAD, mediante la pestaña **TREX**, se le agrega cotas a cada uno de los nodos automáticamente, interpolando de Nodo a nodo.



**Gráfico 9: Opción TREX, para enlazar y dar cota topográfica a cada Nodo.
Fuente propia, Incluir plano topográfico al WaterCAD.**

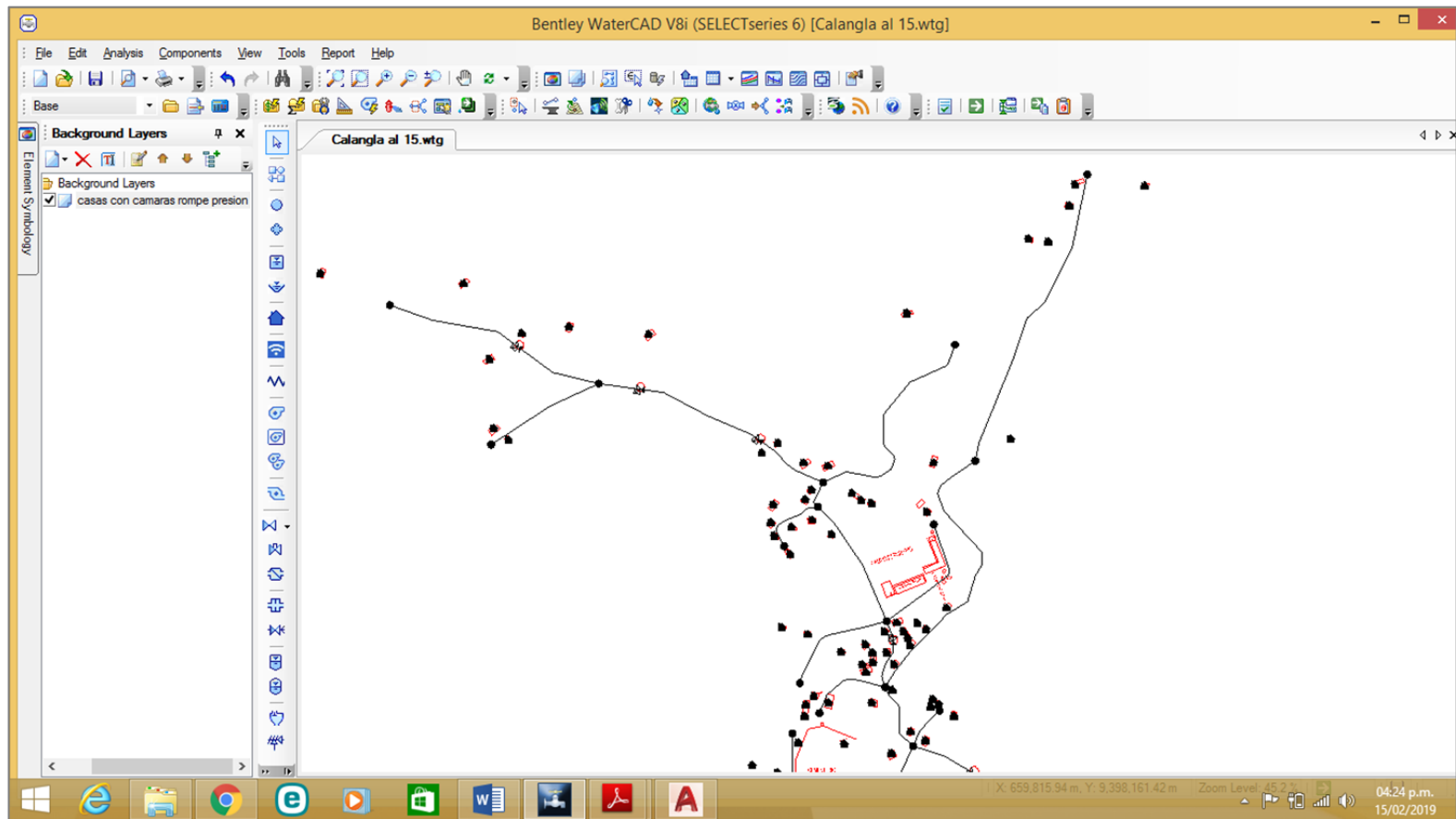


Gráfico 10: En la siguiente, se agrega las viviendas (casas) con la opción CUSTOMER METER.
Fuente propia, resultados del software WATERCAD.

En lo siguiente se agrega los parámetros de la norma para ámbito rural, para tal caso se agrega los rangos de las presiones en los nodos, como presión mínima estática es 5.00 mca y la presión dinámica es de 50.00 mca.

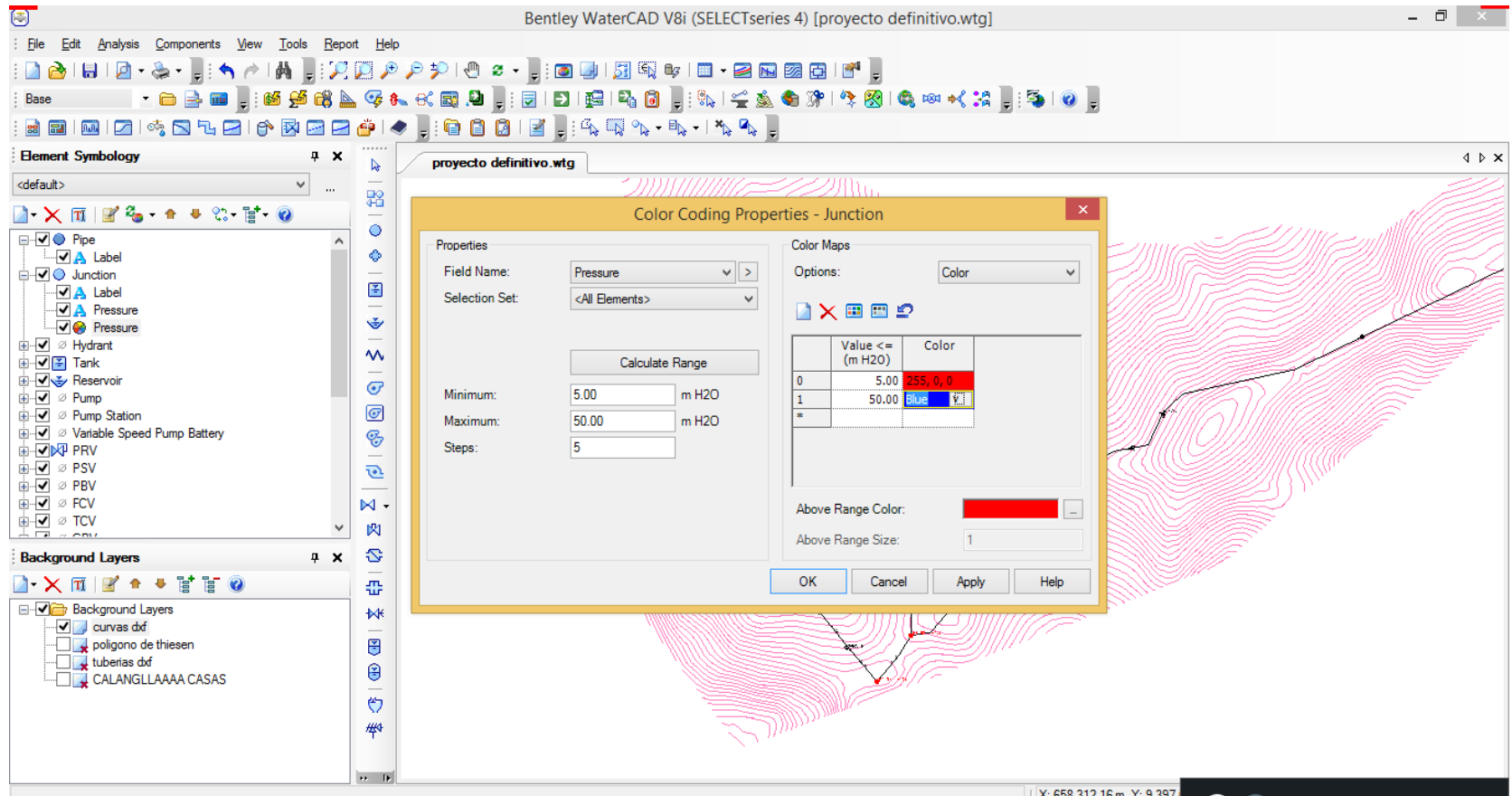
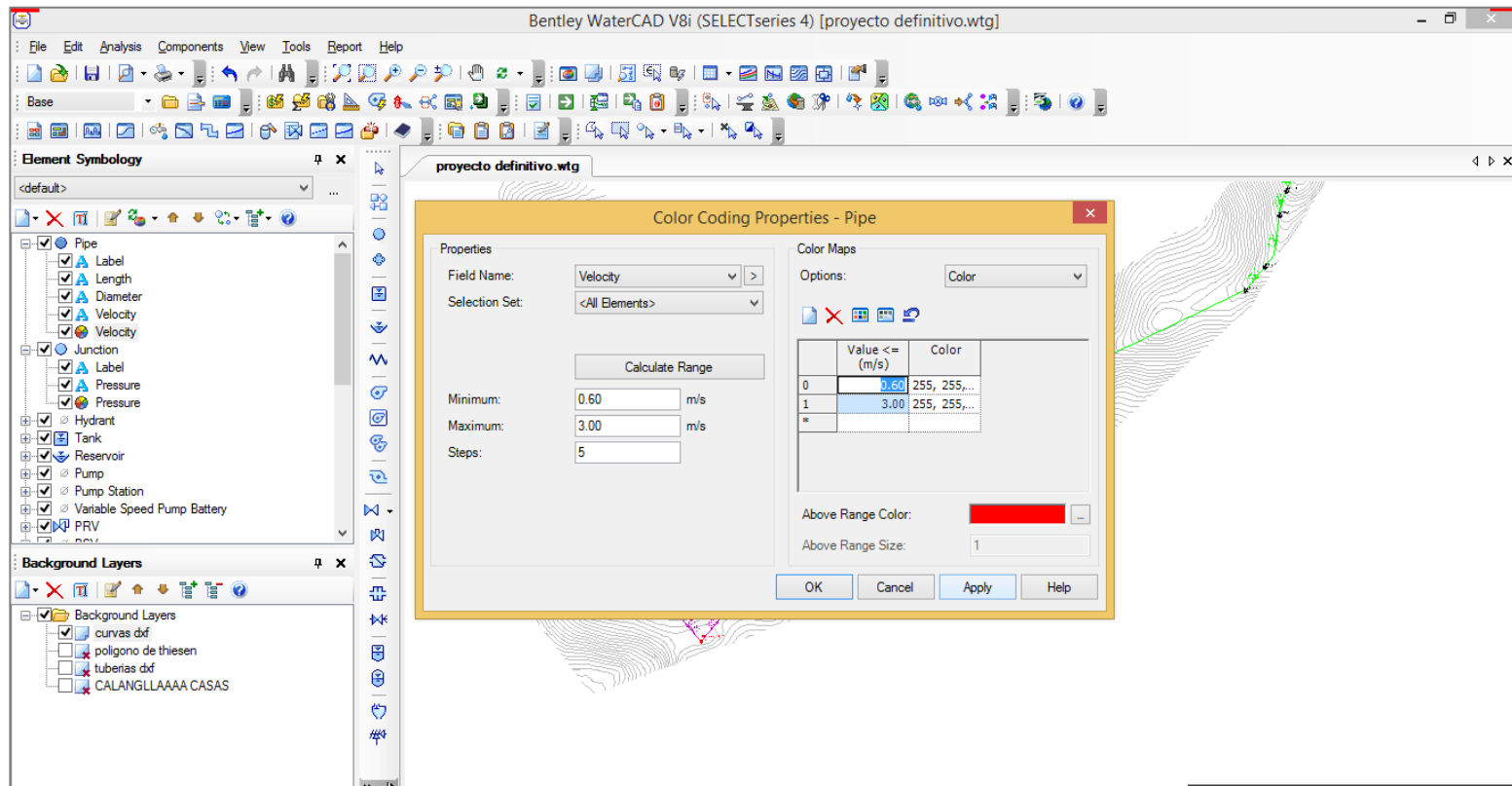


Gráfico 11: Ingreso de parámetros establecidos de las presiones, según guía de opciones tecnológicas.
Fuente propia, Resultados del WaterCAD.

En la siguiente se agrega los parámetros de la norma para ámbito rural, para tal caso se agrega los rangos de las velocidades en los tramos de las tuberías, como velocidad mínima es de 0.60 m/s y la velocidad máxima es de 3.00 m/s, pero en ningún caso puede ser menor a 0.30 m/s; según lo estipula la norma.



**Gráfico 12: Ingreso de parámetros establecidos de las velocidades, según guía de opciones tecnológicas.
Fuente propia, Resultados del WaterCAD.**

Resultado final de todo el proceso de Modelamiento con el software, A continuación se puede observar, las redes de color verde y redes de color rojo, esto representa que las líneas de color rojo no cumplen con las velocidades establecidos o con la configuración de rangos que se realizó en el programa, y las redes verdes representan (ok) no hay problema, para ello, se recomienda jugar con los diámetros de las tuberías hasta cumplir con lo establecido.

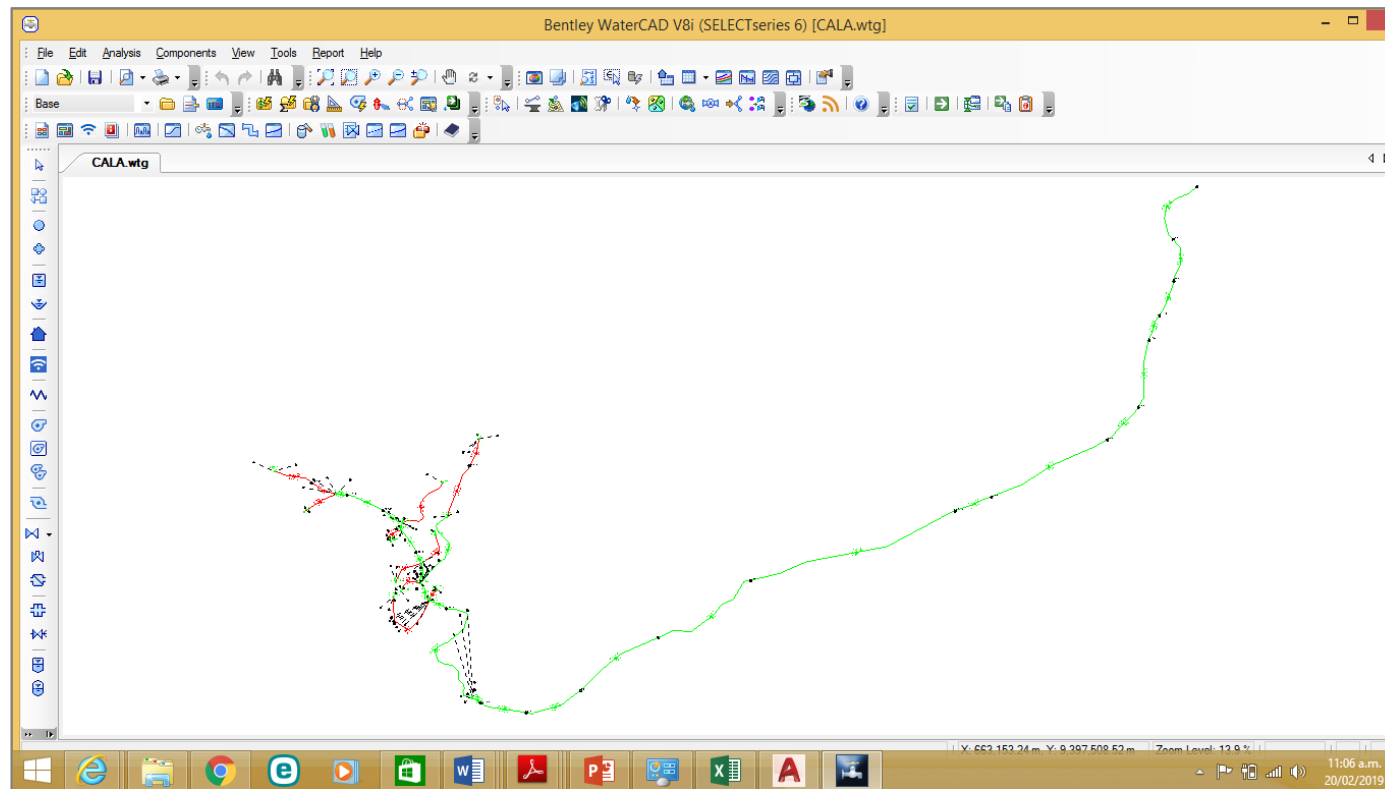


Gráfico 13: Resultados del WaterCAD
Resultados Finales Software Watercad, de la nueva Red Principal, desde Captación “Macho Muerto”, hacia la localidad de CALANGLA.

5.3 Diseño hidráulico de la red existente, que abastecerá a la parte alta C.P.P. de CALANGLA, con 02 manantiales de ladera.

1.- Hoy en día Calangla bajo y alto se abastecen de 2 los manantiales que abastecen a la población llamados: **Captación Manantial Calangla alto – Captación Manantial Calangla Bajo.**

De acuerdo a la información tomada en campo, se pudo observar que la disponibilidad hídrica que abastece a la población de Calangla, se encuentra ubicada en la parte alta del caserío antes ya mencionado, además estos se definen como manantiales de ladera, con afloramiento concentrado cuyo caudal aforado (en tiempos de estiaje), que se realizó en el mes de Noviembre del 2018, es lo siguiente:

DESCRIPCION	CAUDAL AFORADO	UBICACIÓN CON COORDENADAS
Manantial "Calangla alto".	0.20 lt/s	N: 9396913.00
		E: 659270.00
Manantial "Calangla bajo".	0.18 l/s	N: 9396856.00
		E: 659323.00

Gráfico 14: Coordenadas de ubicación de la Captación Manantial Alto y Bajo.
Fuente propia: Aforo de Manantial Alto y Manantial Bajo; realizado en el mes de noviembre del año 2018.

✚ **La línea que vendrá desde los manantiales “Alto y Bajo”, abastecerá a 104 habitantes de la parte alta de CALANGLA.**

✚ **Población futura a 20 años**

0	2019	80
Poblacion Diseño		
20	2039	104

Tabla 15: Caudales de Diseño, para la línea de captación “Calangla alto y bajo”– Calangla parte Alta.

1 UBICACIÓN			
1.1 LOCALIDAD:	Calangla		
1.2 DISTRITO:	San miguel del faique		
1.3 PROVINCIA:	Huancabamba		
1.4 DEPARTAMENTO	PIURA		
2 DATOS			
2.1 HABITANTES PROYECTADOS A CUBRIR	104 Habitantes		
2.3 DOTACION POR HABITANTE	80 lt / hab / día Dotacion Asignada del RNE IS.010		
2.4 TASA DE CRECIMIENTO:	r =	1.500	%
2.5 COEFICIENTE DE VARIACIÓN DIARIA	$K_1 =$	1.3	
2.6 COEFICIENTE DE VARIACIÓN HORARI	$K_2 =$	2.0	P/Habilitaciones Urbanas Pequeñas
3 MEMORIA DE CALCULO			
3.1 CAUDAL UNITARIO AREA DE INFLUENCIA			
3.1.1 HABITANTES PROYECTADOS A CUBRIR	104		
3.1.2 CAUDAL PROMEDIO: $Q_p = N^{\circ}Lotes \times D / 86400 / (1 - \%PERDIDAS)$	0.19 lt / s	Se esta considerando 30% en perdida	
3.1.3 CAUDAL MÁXIMO DIARIO: $Q_{md} = K_1 \times Q_p$	0.25 lt / s		
3.1.4 CAUDAL MÁXIMO HORARIO: $Q_{mh} = K_2 \times Q_p$	0.38 lt / s		
3.1.5 CAUDAL MÁXIMO MAXIMORUM: $Q_{MM} = k_1 \times K_2 \times Q_p$	0.38 lt / s		
3.1.6 VOLUMEN REQUERIDO DIARIO: $V_{rd} =$	8.32 m ³		
3.1.7 VOLUMEN DE TANQUE ELEVADO: $V_{te} =$	6 m ³		

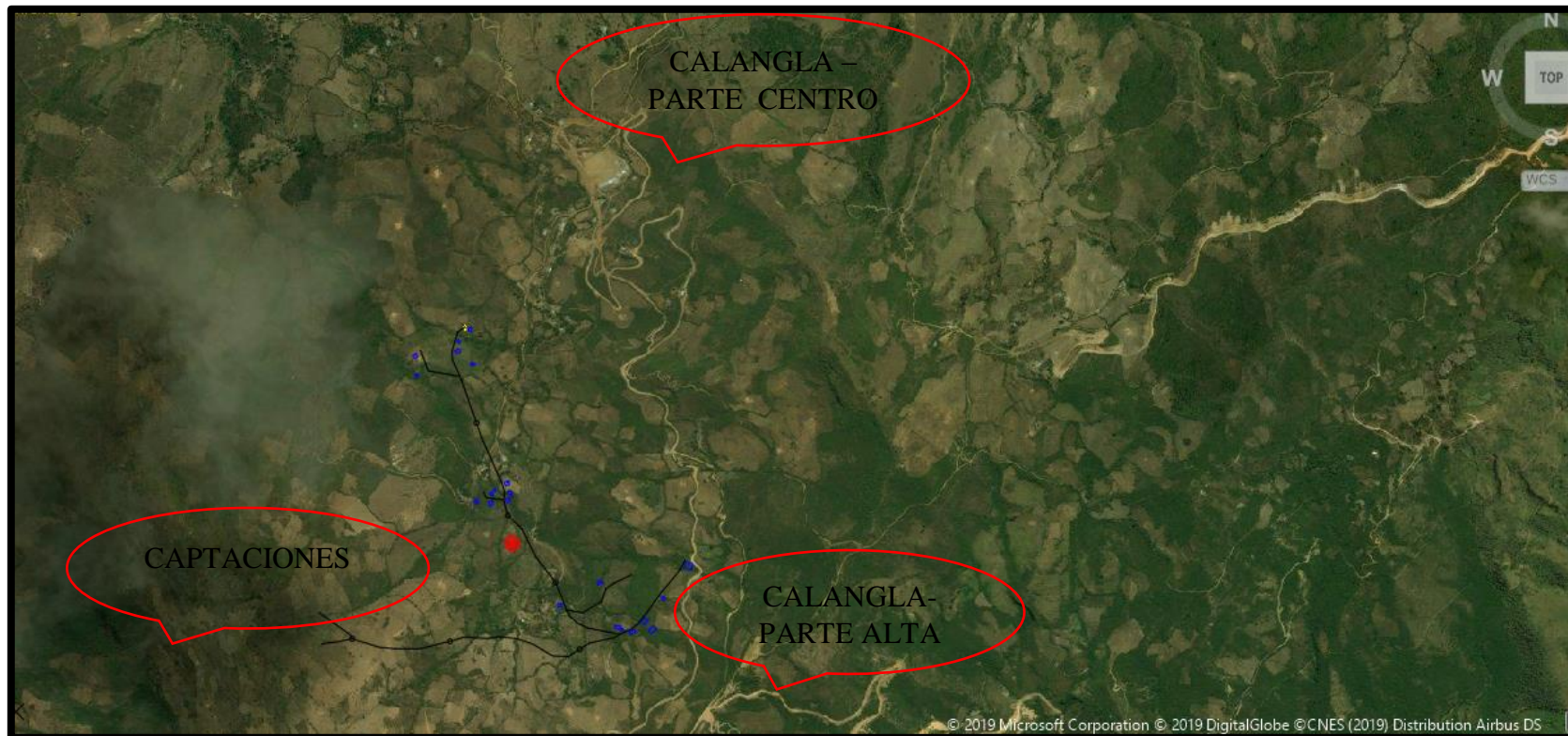
Fuente propia; Cálculo manual de los datos a considerarse en el diseño.

5.3.1 Diseño hidráulico en Watercad de la red existente que será mejorada y abastecerá a la parte de CALANGLA, a 29 viviendas.

A continuación se presenta el diseño hidráulico del sistema de agua, del tramo Red existente – a la parte alta de CALANGLA; en el software WATERCAD.

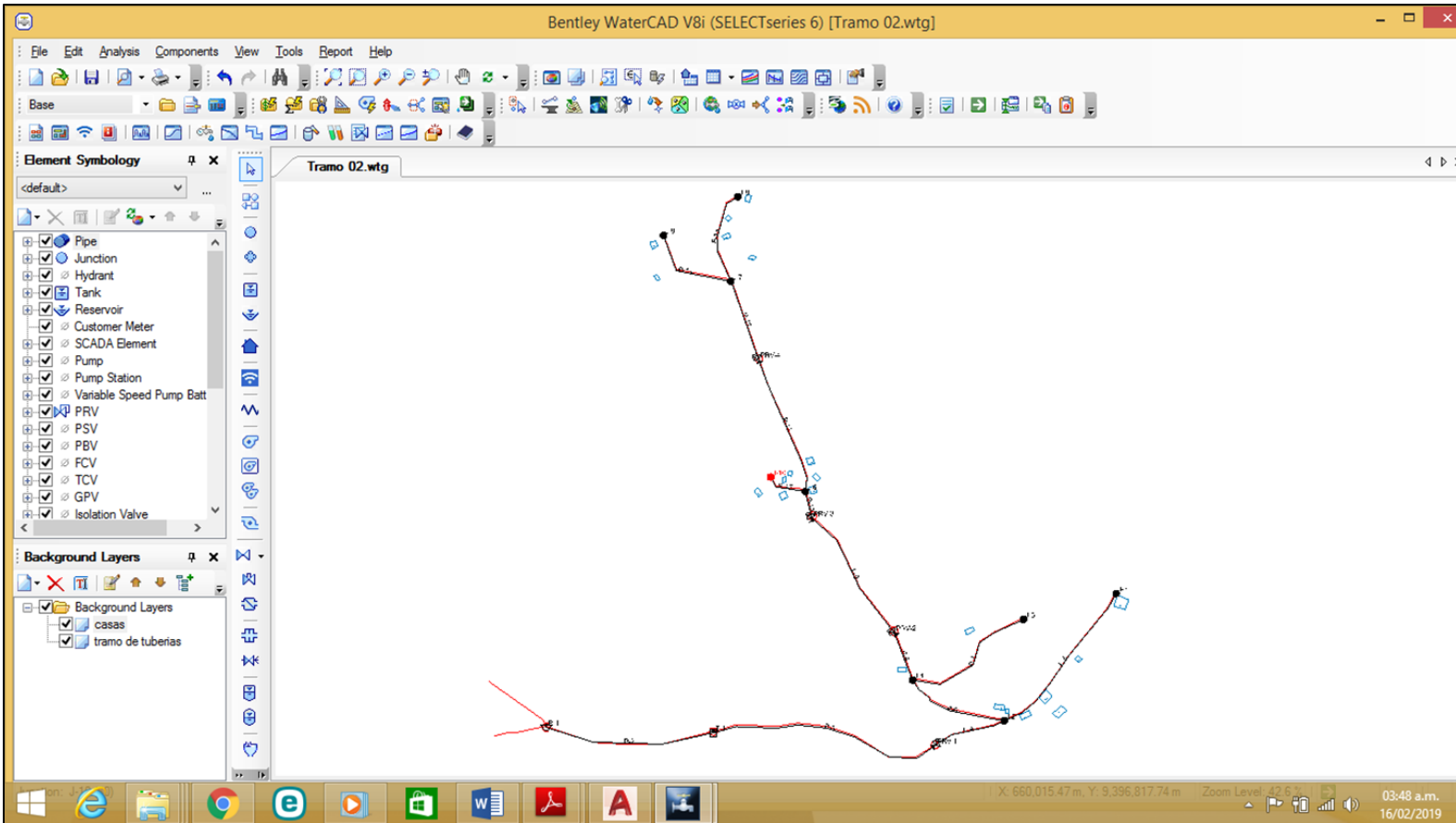
✚ Trabajo de campo; se realizó una visita a la localidad de CALANGLA, para observar la problemática que existía en la zona, antes de ello se coordinó con el directivo de la JASS – CALANGLA, donde nos mostró las fuentes de agua de donde se abastece la población, allí es donde se empieza con la labor de nuestro proyecto, y a través de un GPS navegador, se ubicó las captaciones existentes, el reservorio, y las viviendas que serán beneficiadas.

- ✚ Con la información obtenida a detalle, se procede a dividir las zonas de Calangla, llegando a conclusión que estos manantiales solo abastecerán a la parte alta de calangla, por lo que el recurso es escaso, y no cubre a toda la zona de calangla.
- ✚ Georreferenciación del plano topográfico, Mediante imágenes satelitales, utilizando software Global Mapper y Google earth.
- ✚ Se configura el plano en el AutoCAD, ubicando las viviendas, las captaciones, el reservorio, y se realiza el trazo preliminar guiándonos por la topografía, en plano topográfico es muy importante que se represente las curvas a nivel porque en el diseño las cotas topográficas son muy importantes para ver las diferencias de niveles.
- ✚ El plano debe configurarse en formato DXF, para que lo reconozca el software WATERCAD.



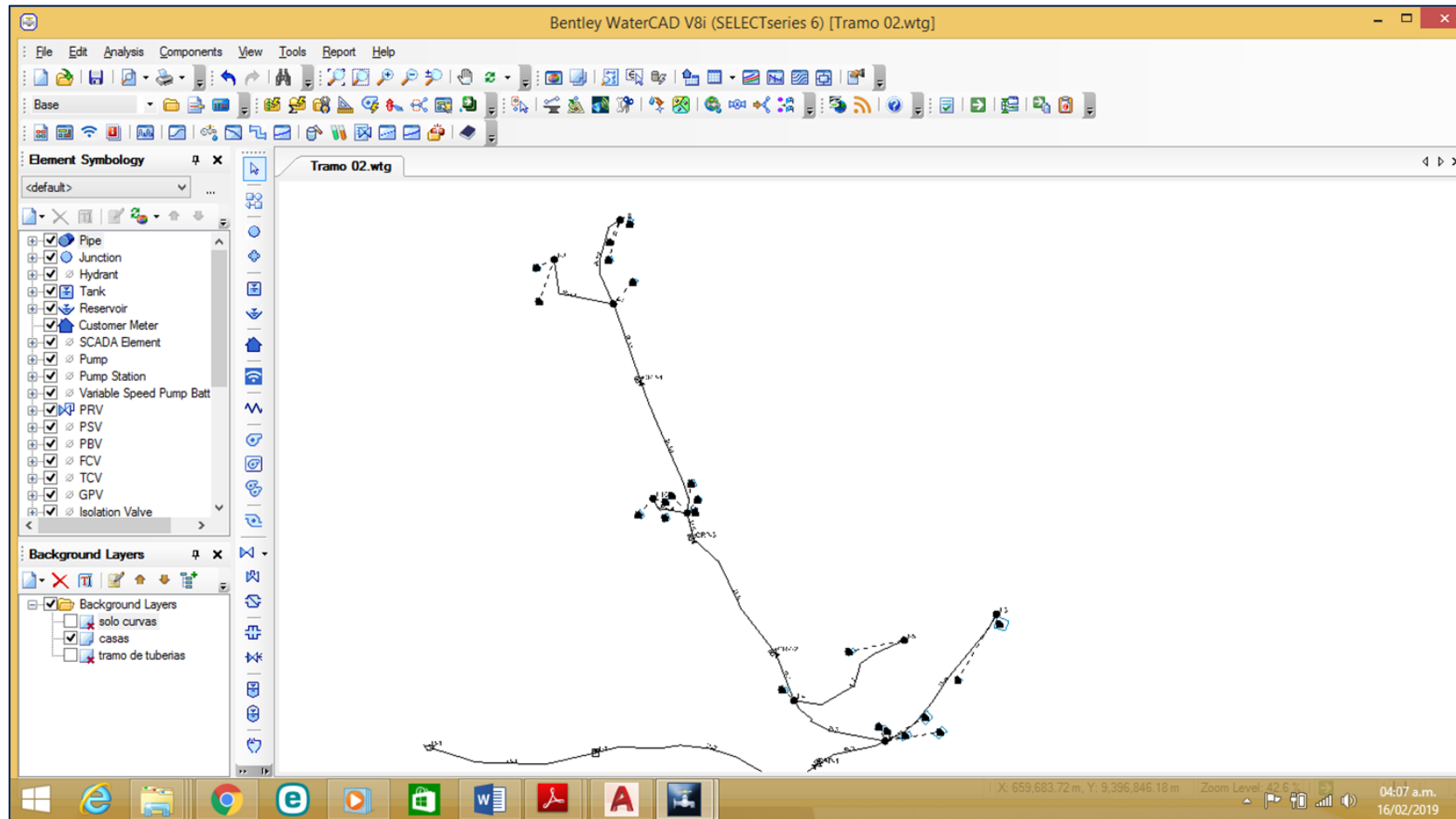
**Gráfico 15: Imagen satelital del trazo que abastecerá a la parte alta de la población.
Fuente propia**

En la siguiente imagen, se muestra los datos insertados del plano AutoCAD, donde se observa las viviendas, el trazo preliminar, reservorio y tanque de almacenamiento.

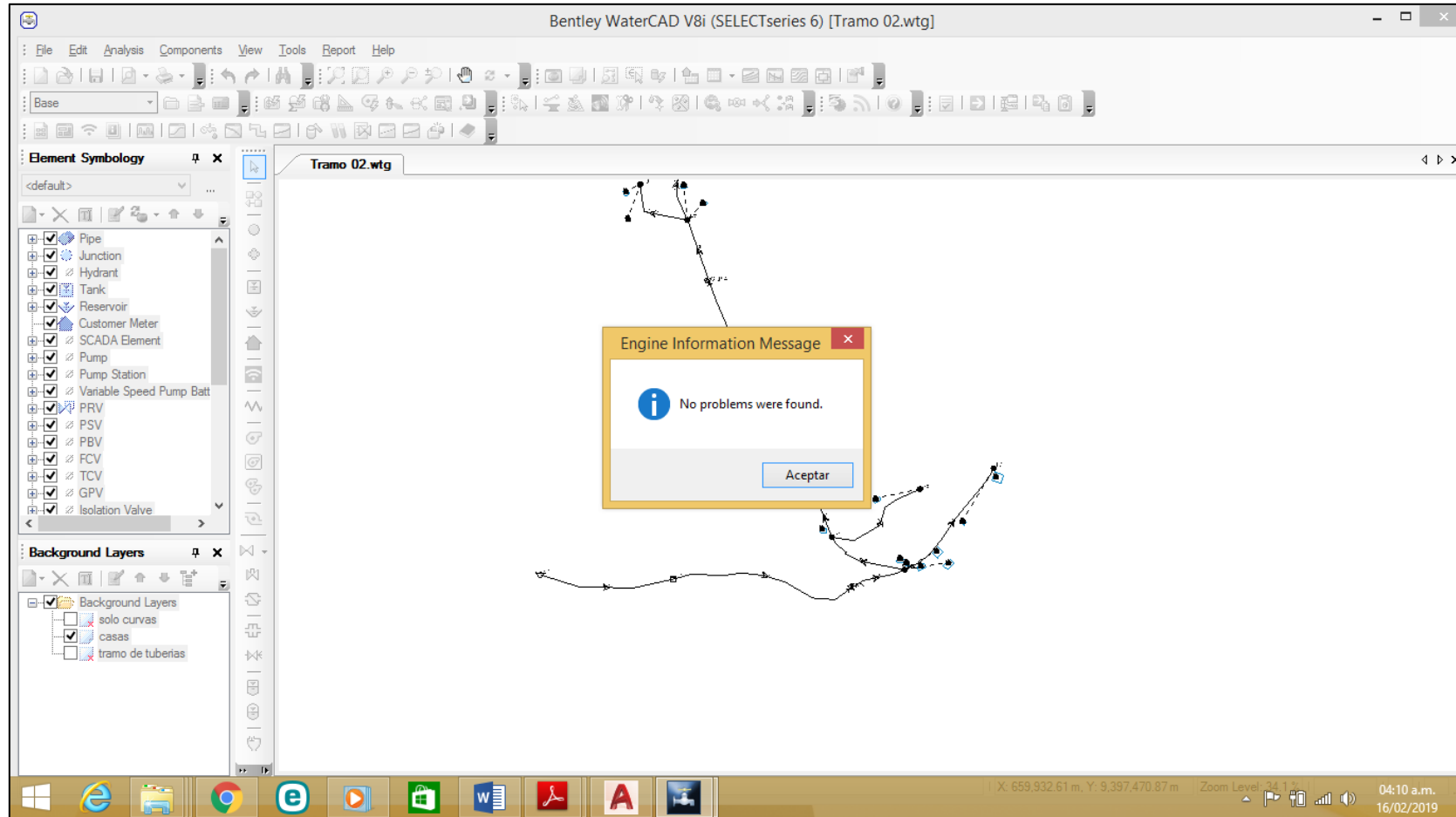


**Gráfico 16: Ingreso de plano AutoCAD Dxf, a WaterCad.
Fuente propia.**

En la siguiente; Se muestra el trazo de las tuberías, con sus respectivos nodos, la ubicación de las viviendas, que a través de la pestaña CUSTOMER METER, se ingresa una por una cada vivienda, el mismo programa se encarga de analizarlo y determina que nodos abastecerán a cada vivienda, ingresando la demanda unitaria a cada vivienda (0.10 l/s), en la opción demanda control center.



**Gráfico 17: Modelamiento de la red de agua, tramo 02 que abastecerá a 29 viviendas.
Fuente propia.**



**Gráfico 18: Confirmación de datos positivos.
Fuente propia.**

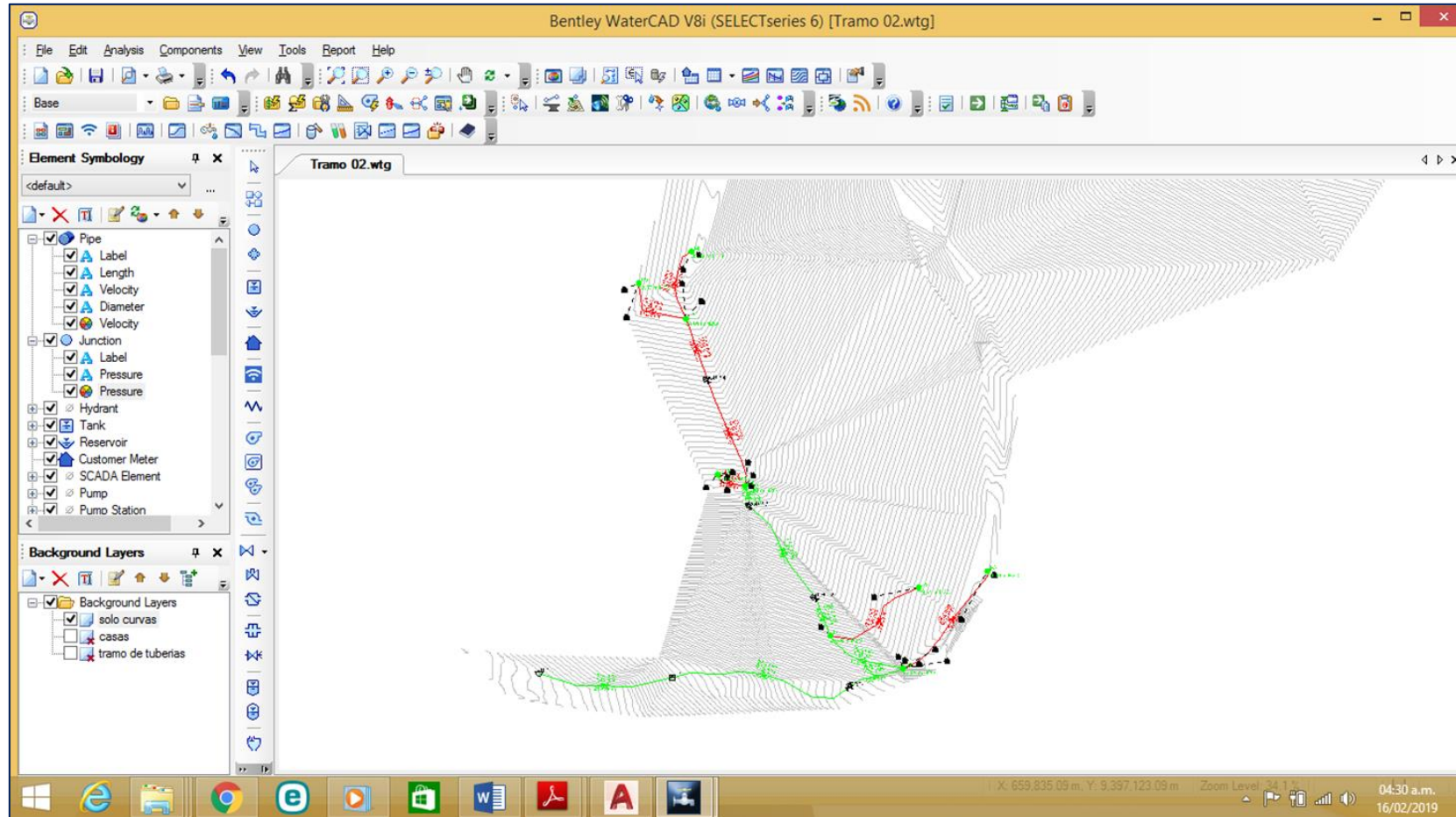


Gráfico 19: Resultados finales del tramo 2, las líneas de color verde representa (ok), en velocidades los tramos de tuberías, y las líneas de color rojo representa las velocidades por debajo de la norma < 0.60 m/s, por lo que se plantea colocar válvulas de purga en los terminales de los ramales.
Fuente propia.

5.4 Diseño e instalación sanitaria de excretas, sistema con arrastre hidráulico.

En nuestro proyecto de tesis, que se realizó en la localidad de CALANGLA, primero nuestra prioridad fue ver la forma o la manera de solucionar la problemática del agua que carece esta zona, llegando a la solución de buscar una nueva fuente de agua, y que las fuentes existente se mejoren todo el sistema, que se arborizen el área de los manantiales 1 y 2 y se subdividió la localidad de Calangla en 2 partes: parte alta y baja, con el fin de que ambas partes tengan agua suficiente y de calidad durante todo el día, entonces esa fue la necesidad de apoyar a la población a que cuente con este recurso indispensable para sobrevivir.

Nuestra prioridad también era el sistema de saneamiento, la población de Calangla actualmente no cuenta con un sistema de letrinas, las 104 viviendas en general, algunas cuentan con hoyos secos y otras realizan sus necesidades a campo abierto, siendo un foco infeccioso de alta contaminación al medio ambiente y que perjudica a la misma población, entonces debido a ello, también se plantea trabajar en alguna solución que se le puede dar a la población.

Entonces una vez que la población, ya tenga el agua necesaria para cubrir sus necesidades, se realizó una previa evaluación a la localidad de Calangla, para verificar y evaluar si es que procede a tener sistema de saneamiento básico rural, fueron muchas las formas de evaluar, empezando con la disponibilidad del agua, si cubre a toda la población de acuerdo al diseño, luego el espacio

(los corrales), si es que todas las viviendas cuentan con el área suficiente para colocar un sistema de saneamiento y lo más necesario fue identificar el tipo de suelo, del caserío de CALANGLA, dando buenos resultados, no se encontró zonas inundable, ni presencia de napa freática, en conclusión el suelo está apto para cualquier sistema de saneamiento rural.

Para dar solución a este ansiado problema, se planteó y luego se diseñó un sistema de saneamiento básico rural (**sistema con arrastre hidráulico**).

- ❖ Las viviendas beneficiarias con este sistema, serán 104 viviendas y 6 instituciones públicas del centro poblado de Calangla, aquellas donde el sistema comprenderá los siguientes componentes, una caseta (UBS), que incluye inodoro, ducha y lavatorio y un sistema de arrastre hidráulico un (**biodigestor**).

a) Componentes del Sistema con arrastre hidráulico

- ✓ La caseta debe ubicarse preferentemente dentro de la vivienda. Si se ubica fuera de la vivienda no debe ser mayor de 5 m.
- ✓ Los huecos donde se depositará los desechos o excretas deben hacerse fuera de la vivienda.
- ✓ La UBS se debe construir en suelos cuyas características favorezcan su excavación e infiltración de las aguas tratadas.
- ✓ En sitios donde se va a construir la letrina, no debe existir pozos de extracción de agua para consumo humano en un radio de 30 metros.
- ✓ Los hoyos donde caerán todos los desechos deben ser accesibles para facilitar su mantenimiento posterior.

❖ Para el diseño del sistema sanitario de excretas se utilizó:

b) El algoritmo de selección de sistemas de disposición sanitaria de excretas para el ámbito rural.

Criterios de selección para un sistema de arrastre hidráulico.

Para ello se respondieron las siguientes alternativas.

1.- Existe disponibilidad de agua?

El centro poblado de Calangla, está dentro del 2 grupo, que se refiere a familias que se abastecen de agua, en la que la dotación es mayor o igual a 80 l/hab.d, pero no sobrepasa los 100 l/hab.d ya que la opción tecnológica de disposición sanitaria de excretas contempla el arrastre hidráulico.

2.- Existe nivel freático?

En el centro poblado de calangla no existe **nivel freático**, en caso que existiera agua subterránea menos a 4 metros de profundidad, no se puede utilizar el sistema con arrastre hidráulico, pero si una disposición sanitaria de excretas del tipo seca.

3.- Existen pozos de agua para consumo humano?

No, actualmente el centro poblado de CALANGLA, se abastece de fuentes de agua que provienen de las aturas de las cumbres.

4.- La zona es inundable

No, Calangla es una localidad que se encuentra asentado sobre un suelo firme o suelo de cultivo.

5.- Hay disponibilidad de terreno?

Si, todas las viviendas beneficiadas del caserío de Calangla cuentan con área disponible para la instalación sanitaria de excretas (Biodigestor).

6.- El suelo es expansivo?

No, los suelos no son arcillosos y no presentan ningún tipo de alteración, son suelos de cultivo, que siempre están presentes al alto contenido de humedad.

7.- Facilidad de excavación?

Si hay facilidad de excavación, las zanjas se pueden realizar manualmente.

8.- El suelo es permeable?

Si de acuerdo a la muestra insitu, realizada se mostró un suelo permeable.

9.- Aceptabilidad de la solución?

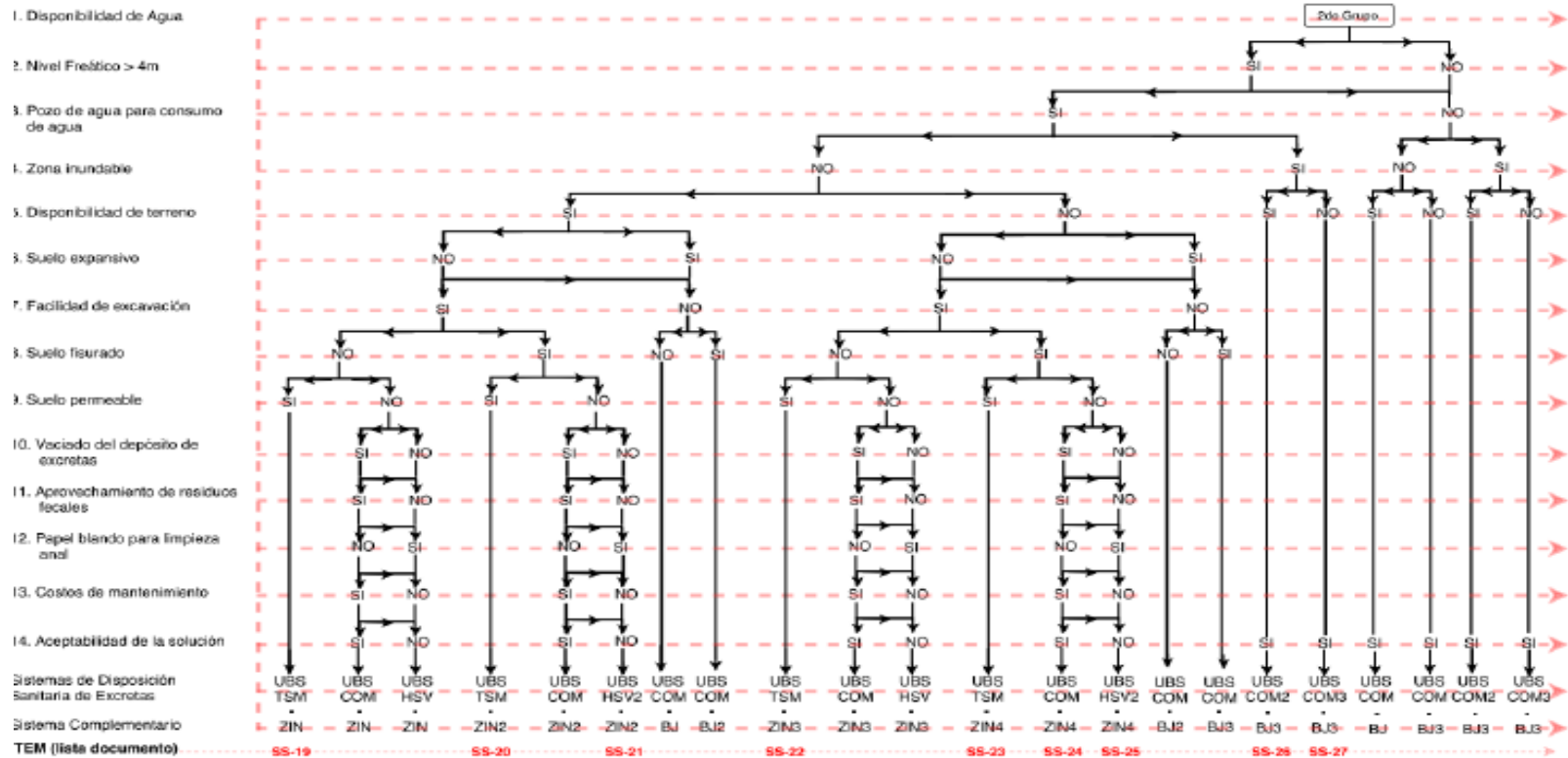
Para optar por esta solución, se debe coordinar en asamblea con la comunidad si está de acuerdo y aprobar la opción tecnológica que se le instale a cada beneficiario.

- ❖ Ventajas de desventajas del sistema de **tanque séptico mejorado** (arrastre hidráulico).

Características	Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none">✓ La caseta puede construirse o ser prefabricada.✓ Permite la retención de las excretas.✓ Permite la digestión de las excretas y su transformación en líquidos.✓ Separa la parte líquida de las aguas residuales para luego de un tratamiento eliminarlos por infiltración.✓ La unidad básica de saneamiento que se conecta al tanque séptico mejorado incluye: inodoro, ducha y lavadero multiusos.	<ul style="list-style-type: none">✓ Sistema que permite recolectar el 100% de las aguas residuales generadas por la familia.✓ Permite la separación de los sólidos y líquidos de las aguas residuales.✓ Brinda sensación de tener conexión al alcantarillado.✓ El mantenimiento es sencillo, al necesitar únicamente abrir una válvula para la purga de los lodos producidos en el interior del tanque.	<ul style="list-style-type: none">✓ De utilizarse inadecuadamente los servicios al arrojarse objetos en el desagüe, ya que puede generarse atoros.

Tabla 16: Algoritmo de selección para las unidades básicas de saneamiento.

Algoritmo de Selección de Sistemas de Disposición Sanitaria de Excretas para el Ámbito Rural



SISTEMAS DE DISPOSICIÓN SANITARIA DE EXCRETAS:

- UBS COM - UNIDAD BÁSICA DE SANEAMIENTO DEL TIPO COMPOSTERA
- UBS COM2 - UNIDAD BÁSICA DE SANEAMIENTO DEL TIPO COMPOSTERA (modelo flotante familiar)
- UBS COM3 - UNIDAD BÁSICA DE SANEAMIENTO DEL TIPO COMPOSTERA (modelo flotante multifamiliar)

- UBS HSV - UNIDAD BÁSICA DE SANEAMIENTO DEL TIPO HOYO SECO VENTILADO
- UBS HSV2 - UNIDAD BÁSICA DE SANEAMIENTO DEL TIPO HOYO SECO VENTILADO (incluye protección de suelo fisurado)
- UBS TSM - UNIDAD BÁSICA DE SANEAMIENTO DEL TIPO TANQUE SEPTICO MEJORADO

SISTEMAS COMPLEMENTARIOS PARA DISPOSICIÓN DE EFLENTE LÍQUIDO:

- BJ - BIQUARDINERA (solo para el tratamiento de aguas grises)
- BJ2 - BIQUARDINERA (incluye una protección para suelo fisurado)
- BJ3 - BIQUARDINERA (compartido por varias unidades de saneamiento)
- BJ4 - BIQUARDINERA (incluye una protección de suelo fisurado y la zona de infiltración compartida por varias unidades de saneamiento)

- BJ5 - BIQUARDINERA (flotante y del tipo familiar)
- BJ6 - BIQUARDINERA (flotante y del tipo multifamiliar)
- ZIN - ZONA DE INFILTRACIÓN (pozo de percolación o zona de infiltración)
- ZIN2 - ZONA DE INFILTRACIÓN (incluye una protección de suelo fisurado)
- ZIN3 - ZONA DE INFILTRACIÓN (con zona de infiltración compartida por varias unidades de saneamiento)
- ZIN4 - ZONA DE INFILTRACIÓN (incluye una protección de suelo fisurado y la zona de infiltración compartida por varias unidades de saneamiento)

c) *Diseño de letrinas.*

Consta de las siguientes partes o componentes.

- **Caseta o cuarto de baño.** Las dimensiones que tendrán cada una de las casetas serán de acuerdo a lo estipulado en Reglamento Nacional de Edificaciones, para servicios higiénicos.
- **Aparato sanitario.** de acuerdo al RNE. Los aparatos sanitarios podrán ser de tipo turco o tipo tazas dotados de sifón para la formación del sello hidráulico, este deberá ser herméticamente unido a la losa de la caseta para impedir ingreso de insectos y salida de olores pestilentes.
- **Conducto.** - este deberá tener como mínimo 100 mm. De diámetro, para que permita la evacuación de las aguas residuales. La pendiente entre el conducto al aparato sanitario y la caja repartidora y de esta al hoyo no será menor de 3 %. Tendrá una tubería de 2 pulgadas como ventilación la cual ira empotrada en la pared de la caseta, con una altura de 0.50 m por encima del techo de la caseta.
- **Caja repartidora.** – ira ubicada entre la caseta o baño y los hoyos, tendrá una sección transversal mínima de 0.40 x 0.40 m y contará con una tapa removible. También deberá poseer canaletas semicirculares en forma de YEE, de 10 mm. de ancho y 50 mm. de profundidad para la conducción de los desechos líquidos.
- **Hoyo:** es la cavidad que se realiza en la tierra con una determinada profundidad.

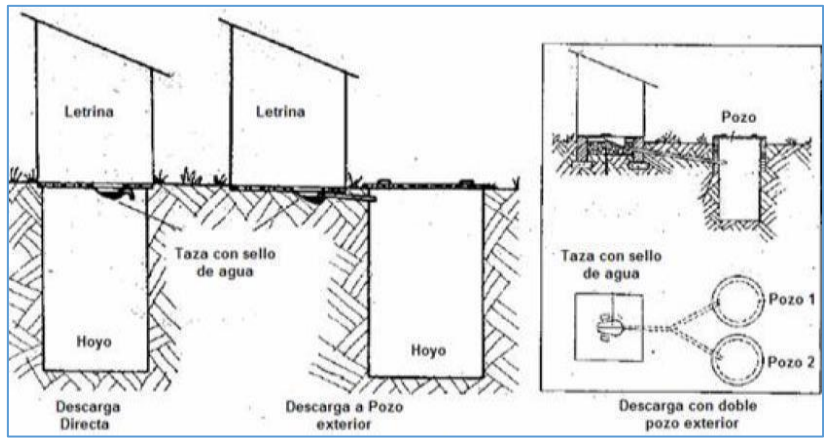
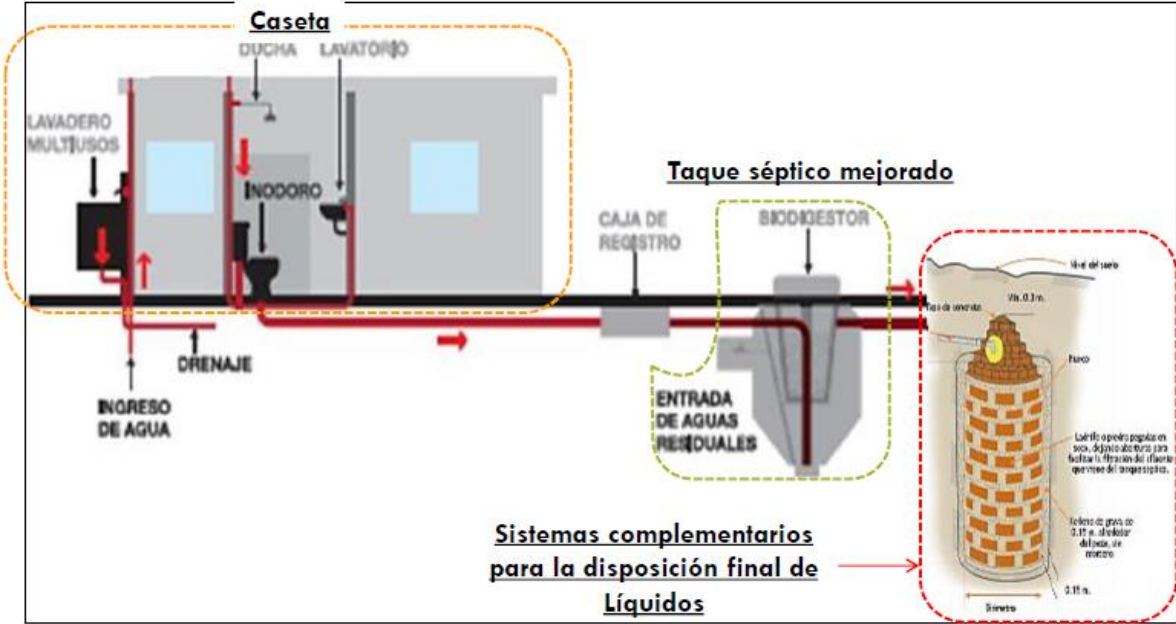


Ilustración 26: Hoyo seco

1.1.1.1 Diseño del Biodigestor.

a) Número de usuarios servidos en función de las capacidades:

Capacidades	600.00 Lt	1300.00 Lt	3000.00 Lt	7000.00 Lt
Solo inodoro y lavadero de Cocina	2	5	10	23
Desagües totales	5	10	25	57
vol. Lodos a evacuar (máx.)	100.00 Lt	184.00 Lt	800.00 Lt	1500.00 Lt



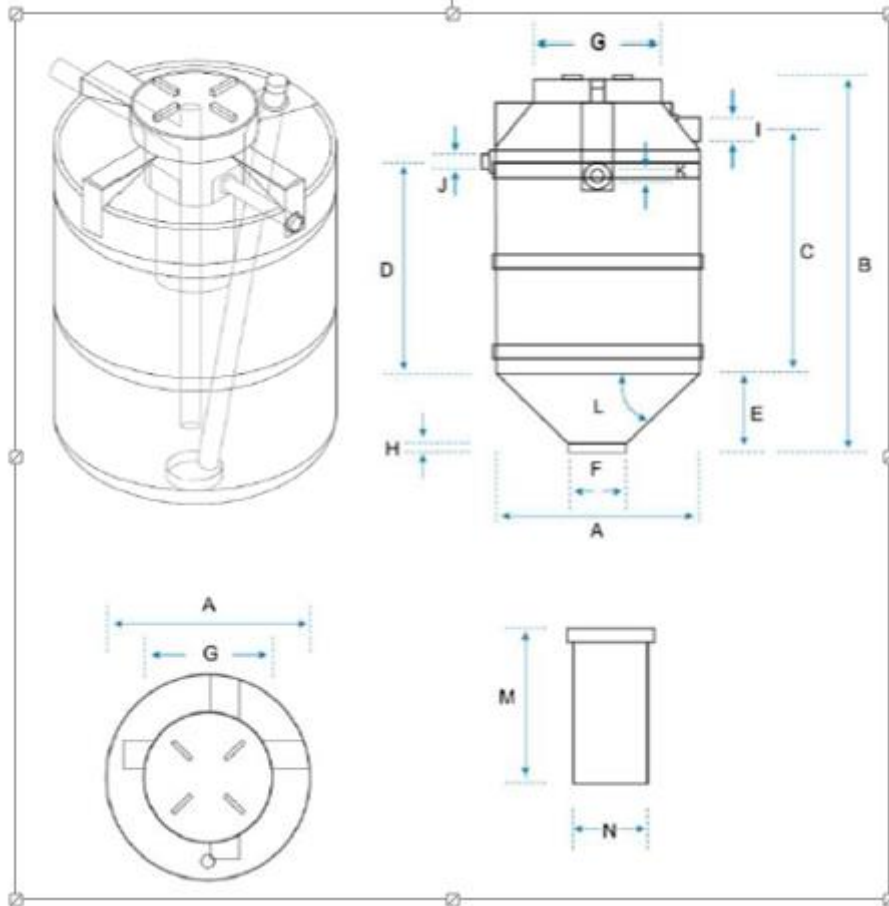
Sistemas complementarios para la disposición final de Líquidos

DIMENSIONAMIENTO DEL BIODIGESTOR

Periodo de retención (días) $PR = 1.5 - 0.3 * \text{Log}(Q \text{ (Its/día)})$.	0.82 días
Volumen de digestión de lodos (m3) $Vd. = PP. * N * Ta / 1000$	0.05 m3
Tasa de acumulación de lodos (l/h/año)	70 Lt/hab/año
Periodo de limpieza (años)	0.25 años
Pp = Población futura a servir (hab)	4
Estimación de profundidad de lodos hd (m). Hd = Hd1 + Hd2 hd es menor a la altura del cono	0.26
Dco = Diámetro menor del cono (m)	0.50
Dc = Diámetro mayor del cono (m)	1.15
Hd1 = Altura del cono (m)	0.46
Vd1 = Volumen del cono (m3)	0.26
Ac = área del cilindro (m2)	1.04
Hd2 = Altura del cilindro (m)	-0.20
Volumen de sedimentación (m3) $Vs = Q \text{ (m3/d)} * PR \text{ (D)}$	0.16
Altura de sedimentación Hs (m) $Hs = Vs / Ac$	0.15
Profundidad libre de lodo Ho (m) $Ho = 0.82 - 0.26 * Ac > 0.30 \text{ m}$	0.55
Profundidad libre de espacio libre Hi (m) $Hi = Ho + 0.10; \text{ o; } Hs \text{ (el mayor)}$	0.65
Profundidad de espuma sumergida He (m) $He = 0.70 / Ac$	0.67
Profundidad total efectiva Hte (m) $Hte = Hd + Hi + He$	1.59
$Hteb = \text{Altura total efectiva del biodigestor} = 1.68$ $Hteb \geq Hte?$ ok	
Tratamiento primario (unidades de absorción)	
Área requerida de absorción Tiempo en minutos para el descenso de un centímetro Coeficiente de infiltración ® Area requerido para la infiltración (Ai) Qd (Considerando el Q-% de solidos retenidos) $Ai = Q/R$.	12 33.49 l/m2/d 0.19 m3/dia 5.73 m2
Pozos de absorción Ingrese el diámetro útil del (los) pozo (s) (Dp)	1.50 m
Profundidad total requerida para pozos de absorción (Hp)	1.22 m
$Hp = Ai / (Pi * Dp)$ Ingrese la profundidad efectiva asumida del pozo de absorción.	1.50 m
DISEÑO POR C/POZO DE ABSORCIÓN	
Numero de pozos considerados	1.00
Diámetro útil del pozo	1.50
Profundidad útil del pozo	1.50

e) *Diseño de Biodigestor y pozo de Infiltración*

1.- **PARAMETRO COMPARATIVO (BIODIGESTOR DE 600 LITROS)**



5.5 Análisis de resultados

5.5.1 Red captación manantial “Macho muerto” – Calangla bajo.

Una vez realizado el cálculo hidráulico en el WaterCAD, nos mostró en lista de Resultados, donde determina las presiones en los nodos, velocidades de la red y los caudales reales que se circulan en las tuberías que se han diseñado.

Asimismo el software permite diagnosticar el estado de la red, y detecta los problemas, si es que no cumplen con los parámetros, por lo podemos modificar hasta que nos dé ok.

En la tabla de los nodos, se puede apreciar las presiones en cada nodo, con su respectiva elevación, aquella presión estática que no sobrepasa los 60.00 mca y la presión mínima que en ninguno de los casos, no puede ser inferior a los 5.00 mca.

Tabla 17: Tabla de resultados de las presiones en los Nodos.

Tabla de presiones				
Nodos	Elevaciones (m)	Demanda (L/s)	L.G.H (m)	Presiones (m H ₂ O)
J-1	2,276.66	0.1169	2,284.06	7.39
J-2	2,202.58	0.1363	2,234.88	32.23
J-3	2,206.75	0.0486	2,234.82	28.02
J-4	2,167.03	0.0777	2,192.75	25.66
J-5	2,163.98	0.0292	2,191.43	27.40
J-6	2,174.50	0.0486	2,192.38	17.84
J-7	2,183.11	0.1458	2,192.48	9.35
J-8	2,165.17	0.0389	2,191.92	26.70
J-9	2,163.13	0.0292	2,191.86	28.68
J-10	2,164.59	0.0389	2,191.83	27.19
J-11	2,145.39	0.1069	2,152.82	7.41
J-12	2,141.27	0.0680	2,152.67	11.37
J-13	2,140.97	0.0777	2,152.64	11.65
J-14	2,127.88	0.0292	2,152.53	24.60
J-15	2,056.31	0.0486	2,065.31	8.98
J-16	2,034.27	0.0389	2,065.21	30.88
J-17	1,967.40	0.0292	2,017.28	49.78
J-18	2,115.64	0.0583	2,151.27	35.56
J-19	2,376.63	0.7300	2,403.09	26.41

✚ Se puede observar en la columna de presiones, los valores están dentro de los rangos que establece la norma R.M°192-2018 del ministerio de vivienda.

A continuación se presenta la tabla, donde indica los diámetros de las tuberías, las longitudes y como importante punto las velocidades, aquellas que según las norma

R.M°192- establece los parámetros y rangos de las velocidades donde indica que la velocidad mínima es de 0.60 m/s, para que no produzca sedimentos a lo largo del tramo y como velocidad máxima no debe sobrepasar 3.00 m/s, ya que si se sobrepasa el limite puede tender a sufrir daños a la tubería. Además según norma dice que la velocidad en ningún caso puede ser menor de 0.30 m/s.

Tabla 18: RESULTADOS DE LA LINEA DE CONDUCCION, MANANTIAL MACHO MUERTO HASTA CALANGLA BAJO.

Tabla de velocidades, Caudales y Diametros en los tramos en la LINEA DE CONDUCCION							
Tramo	Lengitud (Scaled) (m)	Nodo de inicio	Nodo de conexión	Diametro (mm)	Material	Flow (L/s)	Velocity (m/s)
P-29	281	R-1	CRP-1	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-30	184	CRP-1	CRP-2	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-31	149	CRP-2	CRP-3	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-32	111	CRP-3	CRP-4	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-33	275	CRP-4	CRP-5	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-34	183	CRP-5	CRP-6	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-35	518	CRP-6	CRP-7	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-36	157	CRP-7	CRP-8	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-37	869	CRP-8	CRP-9	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-38	231	CRP-9	CRP-10	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-39	333	CRP-10	CRP-11	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-40	173	CRP-11	CRP-12	38.000	PVC	0.7300	0.64
P-41	93	CRP-12	J-19	29.400	PVC	0.7300	1.08

Tabla 19: Resultados de las velocidades en todos los tramos de las tuberías Red Manantial “Macho Muerto” – hasta el centro de Calangla.

Tabla de velocidades, Caudales y Diametros en los tramos en la Línea de Aducción y Redes de Distribución, para la parte baja de Calangla.							
Tramo	Lengitud (Scaled) (m)	Nodo de inicio	Nodo de conexión	Diametro (mm)	Material	Flow (L/s)	Velocity (m/s)
P-4	354	J-7	J-5	22.900	PVC	0.0875	0.21
P-5	102	J-7	J-6	22.900	PVC	0.0486	0.12
P-6	154	J-8	J-9	22.900	PVC	0.0292	0.07
P-7	138	J-8	J-10	22.900	PVC	0.0389	0.09
P-8	80	J-11	J-12	22.900	PVC	0.0680	0.17
P-9	35	J-11	J-13	29.400	PVC	0.2235	0.33
P-10	280	J-13	J-14	22.900	PVC	0.0292	0.07
P-11	145	J-15	J-16	22.900	PVC	0.0389	0.09
P-12	121	J-15	CRPT7-10	22.900	PVC	0.0292	0.07
P-13	148	CRPT7-10	J-17	22.900	PVC	0.0292	0.07
P-14	86	J-7	J-8	38.000	PVC	0.5054	0.45
P-15	92	J-5	CRPT7-07	29.400	PVC	0.0583	0.09
P-16	248	CRPT7-07	J-18	22.900	PVC	0.0583	0.14
P-17	229	T-1	CRPT7-1	38.000	PVC	1.1668	1.03
P-18	172	CRPT7-1	CRPT7-2	38.000	PVC	1.1668	1.03
P-19	68	CRPT7-2	J-1	38.000	PVC	1.1668	1.03
P-20	41	J-2	CRPT7-05	38.000	PVC	0.7872	0.69
P-21	41	CRPT7-05	J-7	38.000	PVC	0.7872	0.69
P-22	85	J-8	CRPT7 -06	29.400	PVC	0.3985	0.59
P-23	72	CRPT7 -06	J-11	29.400	PVC	0.3985	0.59
P-24	59	J-2	CRPT7-04	29.400	PVC	0.0777	0.11
P-25	248	CRPT7-04	J-4	29.400	PVC	0.0777	0.11
P-26	129	J-13	CRPT7 -8	22.900	PVC	0.1166	0.28
P-27	136	CRPT7 -8	CRPT7-09	22.900	PVC	0.1166	0.28
P-28	30	CRPT7-09	J-15	22.900	PVC	0.1166	0.28

- ✚ Se puede observar en la columna de Velocidades, que algunos valores no están dentro del rango que establece la norma R.M°192-2018 del ministerio de vivienda, donde estipula que las velocidades no deben ser menor de 0.30 m/s.
- ✚ Llegando a la conclusión, se determinó que las velocidades de los ramales no están cumpliendo con la velocidad mínima especificada, porque no hay demanda, son ramales que abastecen a 2 0 3 viviendas, por lo se planteó colocar válvulas de purga, para eliminar los sedimentos.
- ✚ A continuación se presentan los datos:

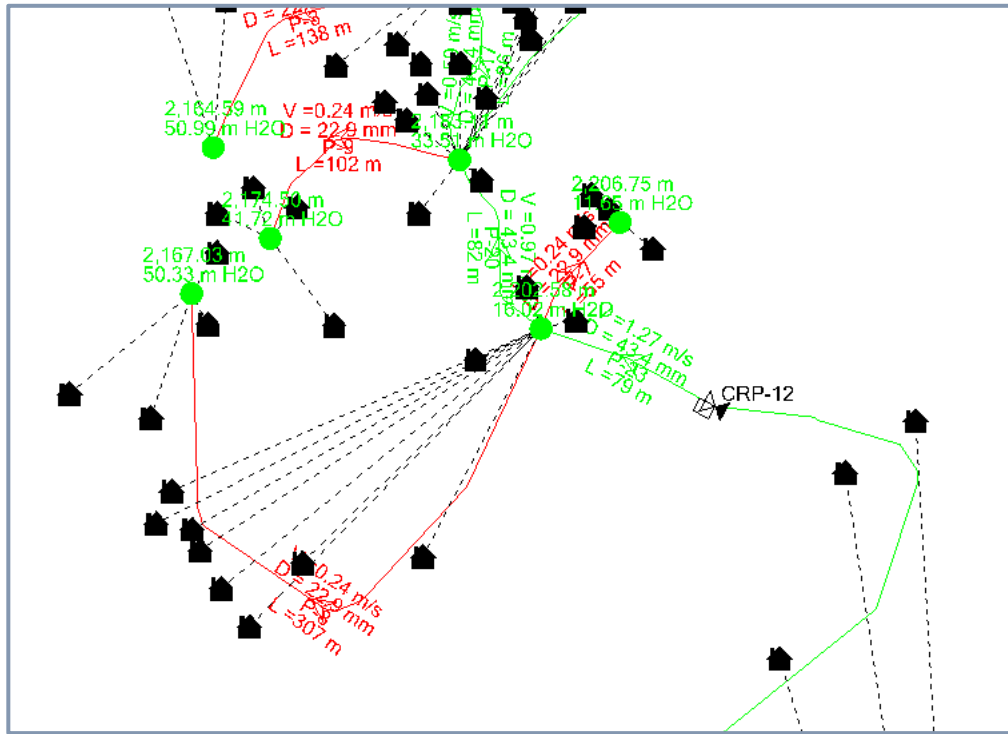


Gráfico 20: Tramos con velocidades bajas.

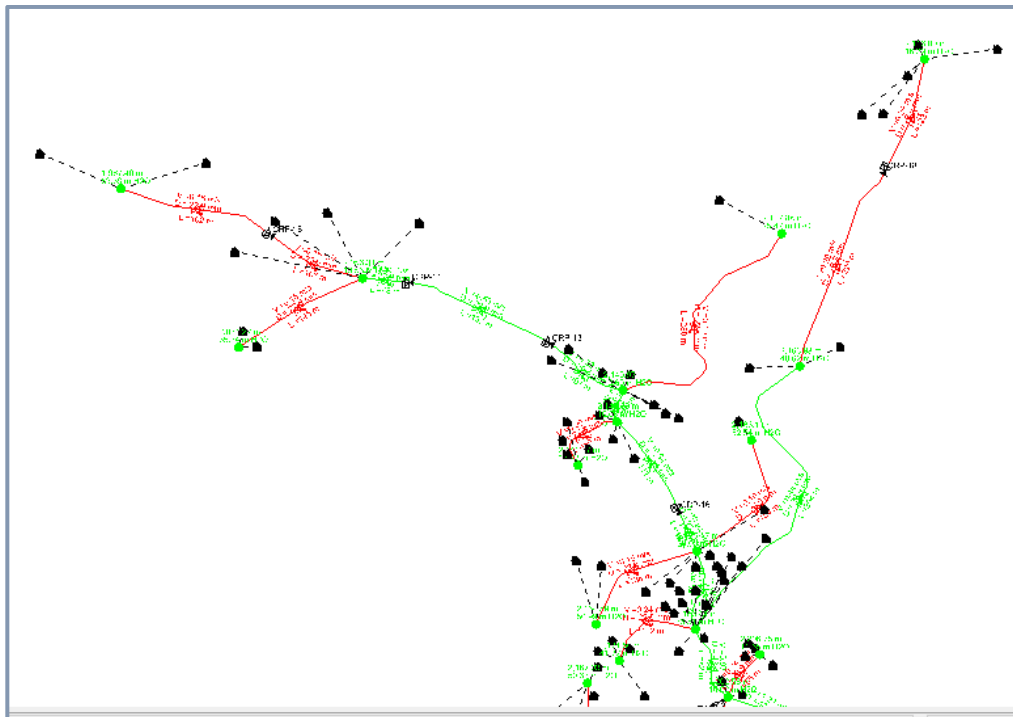


Gráfico 21: Tramos con velocidades bajas.

- Los tramos de color (Rojo), indican los tramos que tiene una velocidad inferior a los 0.30 m/s.
- Los tramos de Color (Verde), muestran unas velocidades que están dentro del rango establecido.

Asimismo, las cámaras rompe presión, fueron colocadas en todo el tramo de la línea de conducción, aducción y distribución, por su topografía accidentada que se presenta, y los desniveles son muy pronunciados, por lo que se tuvo que colocar cada 50 m de desnivel.

Tabla 20: Elevaciones de las CRP.Tipo 6, para líneas de conducción

CAMARA ROMPE PRESIÓN T06 Para Lineas de Conducción					
CAMARA ROMPE PRESIÓN	Elevación (m)	Diameter (Valve) (mm)	Flow (L/s)	Hydraulic Grade (From) (m)	Hydraulic Grade (To) (m)
CRPT7-3	2,238.32	38.000	1.0499	2,270.97	2,238.32
CRPT7-10	2,017.34	22.900	0.0292	2,065.26	2,017.34
CRPT7-07	2,151.62	22.900	0.0583	2,191.39	2,151.62
CRPT7-1	2,325.20	38.000	1.1668	2,367.78	2,325.20
CRPT7-2	2,286.13	38.000	1.1668	2,319.96	2,286.13
CRPT7-05	2,193.08	38.000	0.7872	2,234.27	2,193.08
CRPT7 -06	2,153.86	29.400	0.3985	2,190.69	2,153.86
CRPT7-04	2,192.92	29.400	0.0777	2,234.83	2,192.92
CRPT7 -8	2,108.19	22.900	0.1166	2,151.99	2,108.19
CRPT7-09	2,065.46	22.900	0.1166	2,107.51	2,065.46

Fuente propia, software WaterCAD.

CAMARA ROMPE PRESIÓN T07 Para redes de Distribución.					
CAMARA ROMPE PRESIÓN	Elevación (m)	Diameter (Valve) (mm)	Flow (L/s)	L.G.H. de la camara anterior (m)	L.G.H de la Camara
CRP-1	2,885.42	38.000	0.7300	2,931.92	2,885.42
CRP-2	2,834.63	38.000	0.7300	2,883.07	2,834.63
CRP-3	2,785.38	38.000	0.7300	2,832.73	2,785.38
CRP-4	2,735.78	38.000	0.7300	2,783.96	2,735.78
CRP-5	2,684.92	38.000	0.7300	2,732.26	2,684.92
CRP-6	2,635.51	38.000	0.7300	2,682.58	2,635.51
CRP-7	2,585.24	38.000	0.7300	2,628.89	2,585.24
CRP-8	2,534.93	38.000	0.7300	2,583.23	2,534.93
CRP-9	2,483.20	38.000	0.7300	2,523.81	2,483.20
CRP-10	2,465.51	38.000	0.7300	2,480.25	2,465.51
CRP-11	2,447.12	38.000	0.7300	2,461.26	2,447.12
CRP-12	2,407.24	38.000	0.7300	2,444.91	2,407.24

Fuente propia, software WaterCAD.

Resultados del Tanque de Almacenamiento.

TANQUE	Elevacion (Base) (m)	Elevation (Minima) (m)	Elevation (Inicial) (m)	Elevation (Maximo) (m)	volumen (M3)	Diameter (m)	L.G.H
T-1	2,374.26	2,374.46	2,374.76	2,376.26	15.000	3.20	2,374.76

The screenshot shows the 'Properties - Tank - T-1 (523)' dialog box in Bentley WaterCAD. The 'Elevation (Base) (m)' property is highlighted in blue, showing a value of 2,374.26. Other properties include 'Elevation (Minimum) (m)' at 2,374.46, 'Elevation (Initial) (m)' at 2,374.76, and 'Elevation (Maximum) (m)' at 2,376.26. The 'Diameter (m)' is 3.20 and the 'Volume (M3)' is 15.000. The 'Active Topology' is set to 'True'. The 'Demand' section shows 'Demand Collection' as '<Collection: 1 item>'. The 'Operating Range' section shows 'Operating Range Type' as 'Elevation'. The 'Operational' section shows 'Elevation (Base) (m)' as 'Elevation of the storage tank base used as a reference when entering water surface elevations in the tank in terms of levels.' In the background, a 3D model of the tank is shown with a red box around the base, labeled 'T-1' and 'D:3.20 m'. The elevation of the base is also labeled as 'ELEV:2,374.26 m'.

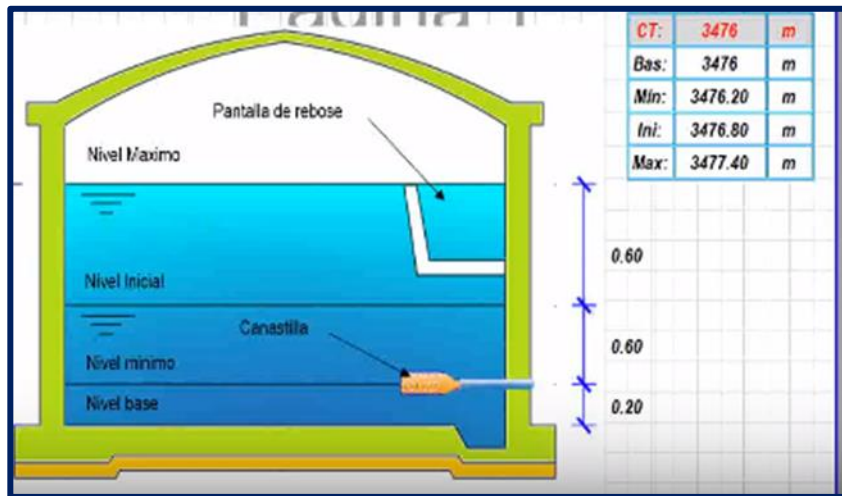


Ilustración 27: Las parámetros de alturas de un tanque apoyado.

Reservorio R -1			
Label	Elevation (m)	Caudal (Salida) (L/s)	Hydraulic Grade (m)
R-1	2,935.52	0.73	2,935.52

Ilustración 28: Captación Manantial de ladera.

a) Resultados de la línea Cap. “Macho muerto – Calangla bajo.

Abastecerá a 383 personas en una población futura, en un tiempo transcurrido de 20 años.

- ✚ Construcción de una captación (cámara húmeda, cámara seca), para recolectar las aguas del manantial de ladera.
- ✚ Construcción de 18 cámaras rompe presión, con medidas interior de 0,60 x 0.60 m x 0.80m, aquellas que se van a colocar a cada 50 metros de desnivel, y a la vez son las permiten regular la presión dinámica, y de esta manera las tuberías no serán dañadas por la presión máxima del flujo.
- ✚ Construcción del tanque de almacenamiento de forma circular con una capacidad suficiente para abastecer a la población, de 15.00 m³, con un diámetro interior

de 3.20m, altura del agua 1.80m, borde libre de 30 cm, altura total de las paredes de 2.20 m, las paredes de 0.15m de espesor.

- ✚ La línea de conducción, tiene una longitud proyectada de 3585 metros, y de acuerdo al cálculo del diseño el diámetro a utilizar es de $\varnothing = 1 \frac{1}{4}$ " , que corresponde a $\varnothing = 38$ mm de diámetro interior de la tubería de Clase 10.
- ✚ La línea de aducción, que sale del tanque a la red de distribución, tiene una longitud proyectada de 1131 metros, y según el cálculo nos arroja que el diámetro a utilizar es de $\varnothing = 1 \frac{1}{4}$ " que corresponde a un diámetro interior mínimo de 38 mm, tubería clase 10.
- ✚ Las redes secundarias o de distribución, aquellas que distribuyen el caudal por cada ramal, y abastecen a cada una de las viviendas, según el cálculo de diseño aplicando la fórmula de Hazen y Williams nos da como resultado utilizar; $\varnothing 1 \frac{1}{4}$ " =168 metros, $\varnothing 1$ " = 248 metros y $\varnothing \frac{3}{4}$ " = 2465 metros.
- ✚ En las redes de distribución, en los ramales de descarga se colocaran 05 válvulas de purga de diámetro de $\frac{3}{4}$ " , se ubicaran en termino de ramales, porque allí las velocidades son bajas, y se encargarán de eliminar los sedimentos acumulados.
- ✚ Además estoy considerando 09 llaves de paso, por cualquier interrupción, o reparación de tuberías, y que el resto de la población no se perjudique con el corte de agua.

5.5.2 Red existente captación manantial “alto y bajo” – calangla alto.

Una vez realizado el cálculo hidráulico en el WaterCAD, nos mostró en lista de Resultados, donde determina las presiones en los nodos, y los caudales reales que se circulan en las tuberías que he diseñado.

En la tabla de los nodos, se puede apreciar las presiones en cada nodo, con su respectiva elevación, aquella presión estática que no sobrepasa los 60.00 mca y la presión mínima que en ninguno de los casos, no puede ser inferior a los 5.00 mca.

Tabla 21: Tabla de presiones en el tramo 2.

TABLA DE PRESIONES EN LOS NODOS			
NODOS	ELEVACION (m)	DEMANDA (L/s)	PRESION (m H2O)
J-2	2,322.41	0.09	22.28
J-3	2,334.00	0.03	10.60
J-4	2,318.36	0.02	25.46
J-5	2,314.15	0.02	29.64
J-6	2,235.75	0.05	10.04
J-7	2,172.04	0.03	23.05
J-8	2,156.69	0.03	38.31
J-9	2,172.97	0.03	22.07
J-10	2,232.04	0.07	13.64

Fuente propia: Resultados watercad.

- ✚ Se observa en la columna de presiones, los valores están dentro de los rangos que establece la norma R.M°192-2018 del ministerio de vivienda.

A continuación se presenta la tabla de las redes de tuberías, las longitudes de tramo a tramo, los diámetros en mm, el material a utilizar, los caudales y las velocidades, en la columna de velocidades se ve de que no cumple con los rangos establecidos, según el R.M.192 – 2018 del ministerio de vivienda, por lo que se recomienda colocar las válvulas de purga en los términos de los ramales, según investigaciones

se dice que en la zona rural no es necesario que se cumplan las velocidades, ya que todo el flujo se conduce por gravedad.

Tabla 22: Tabla de resultados de las velocidades en el tramo 2.

TABLA DE LAS REDES								
Label	Length (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (mm)	Material	Hazen-Williams	caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-6	173.88	J-4	J-5	22.9	PVC	150.0	0.02	0.04
P-4	223.89	J-2	J-3	22.9	PVC	150.0	0.03	0.08
P-12	118.39	J-7	J-8	22.9	PVC	150.0	0.03	0.08
P-13	112.26	J-7	J-9	22.9	PVC	150.0	0.03	0.08
P-14	51.02	J-6	J-10	22.9	PVC	150.0	0.07	0.17
P-10	177.03	J-6	CRP-4	22.9	PVC	150.0	0.10	0.25
P-11	103.41	CRP-4	J-7	22.9	PVC	150.0	0.10	0.25
P-7	63.50	J-4	CRP-2	29.4	PVC	150.0	0.22	0.33
P-8	178.25	CRP-2	CRP-3	29.4	PVC	150.0	0.22	0.33
P-5	132.25	J-2	J-4	29.4	PVC	150.0	0.26	0.38
P-9	34.07	CRP-3	J-6	22.9	PVC	150.0	0.22	0.55
P-2	292.38	T-1	CRP-1	29.4	PVC	150.0	0.38	0.56
P-3	92.16	CRP-1	J-2	29.4	PVC	150.0	0.38	0.56
P-1	213.28	R-1	T-1	29.4	PVC	150.0	1.66	2.45

Fuente propia: resultados watercad

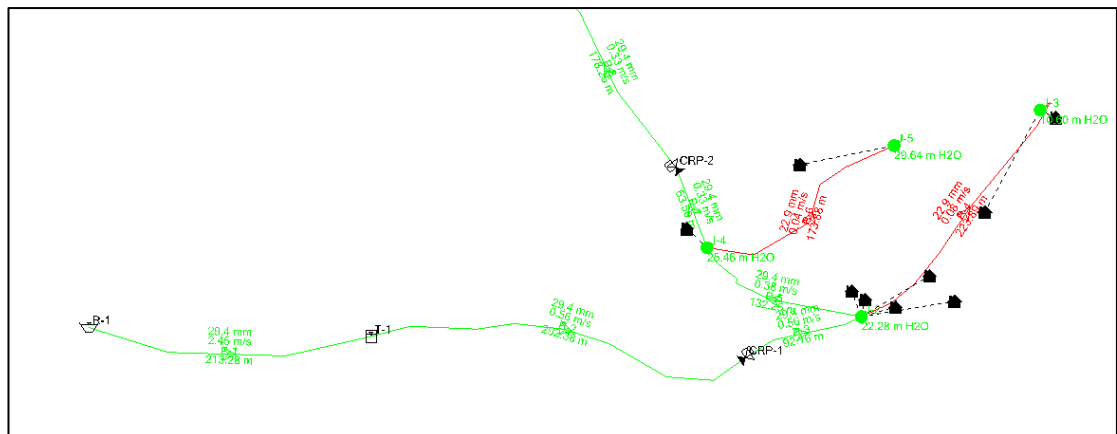


Gráfico 22: representación de las velocidades bajas.

Fuente propia: Resultados de tramos que no cumplen las velocidades, software WaterCAD.

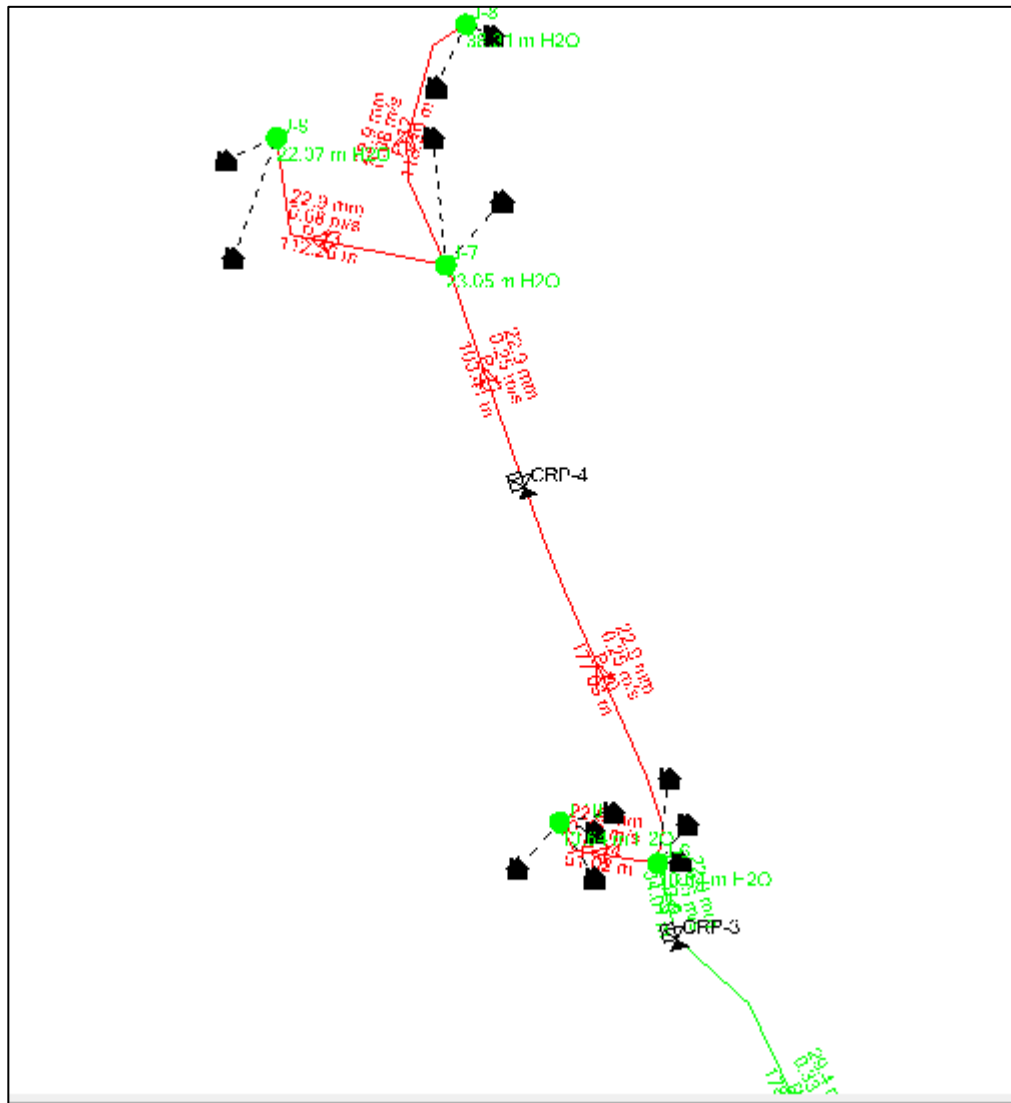


Gráfico 23: Gráfico 43: representación de las velocidades bajas.
Fuente propia.

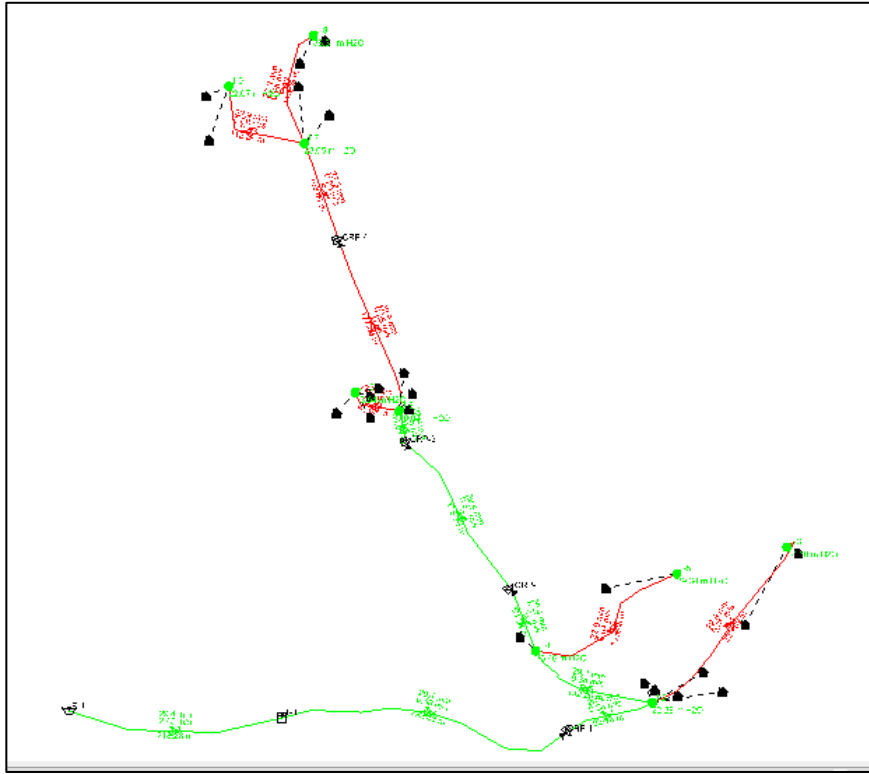


Gráfico 24: Resultados Finales del tramo 2.

Fuente propia: Resultados del tramo 02 red existente que abastecerá a la parte alta de CALANGLA 104 habitantes.

- ✚ Los tramos de color (Rojo), indican los tramos que tiene una velocidad inferior a los a.30 m/s.
- ✚ Los tramos de Color (Verde), muestran unas velocidades que están dentro del rango establecido.

Asimismo, las cámaras rompe presión, fueron colocadas en todo el tramo de la línea de conducción, aducción y distribución, por su topografía accidentada que se presenta, y los desniveles son muy pronunciados, por lo que se tuvo que colocar cada 50 m de desnivel.

Camaras rompe presión		
Nº de camaras	Elevation (m)	Diameter (Valve) (mm)
CRP-1	2,345.97	29.4
CRP-2	2,295.56	22.9
CRP-3	2,246.39	22.9
CRP-4	2,195.56	22.9

Ilustración 29: software WaterCAD.

a) **Resultados, de la línea cap. “manantial alto y bajo – a la parte alta de calangla.**

Abastecerá a 104 personas = 29 viviendas a una población futura, en un tiempo transcurrido de 20 años.

- ✚ Construcción 02 captaciones (cámara húmeda, cámara seca), para captar las aguas del manantial de ladera.
- ✚ Construcción de una cámara de reunión de caudales, que sirve para recolectar las aguas de los 02 manantiales.
- ✚ Construcción de un reservorio de 10.00 m³. Con las siguientes dimensiones con un diámetro de 3.00 mts, y una altura de agua de 1.00 metro, con un borde libre de 0.30 m, una altura total de 1.30 metros, las paredes tendrán un espesor de 0.15 metros.
- ✚ Construcción de 04 cámaras rompe presión, con medidas interior de 0,60 x 0.60 m x 0.80m, aquellas que se van a colocar a cada 50 metros de desnivel, y a la vez son las permiten regular la presión dinámica, y de esta manera las tuberías no serán dañadas por la presión máxima del flujo.
- ✚ La línea de conducción, tiene una longitud proyectada de 213.30 metros, y de acuerdo al cálculo del diseño el diámetro a utilizar es de $\varnothing = 1''$, que corresponde a $\varnothing = 29.4$ mm de diámetro interior de la tubería de Clase 10.
- ✚ La línea de aducción, que sale del tanque a la red de distribución, tiene una longitud proyectada de 384.54 metros, y según el cálculo nos arroja que el

diámetro a utilizar es de $\varnothing = 1''$ que corresponde a un diámetro interior mínimo de 29.4 mm, tubería clase 10.

- ✚ Las redes secundarias o de distribución, aquellas que distribuyen el caudal por cada ramal, y abastecen a cada una de las viviendas, según el cálculo de diseño aplicando la fórmula de Hazen y Williams nos da como resultado utilizar; $\varnothing 1'' = 374$ metros y $\varnothing \frac{3}{4}'' = 994.00$ metros.
- ✚ En las redes de distribución, en los ramales de descarga se colocaran 03 válvulas de purga de diámetro de $\frac{3}{4}''$, se ubicaran en la descarga de los ramales.

5.6 Análisis de los resultados de las muestras de agua captación manantial “Macho muerto”.

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE PARÁMETROS DE CALIDAD ORGANOLÉPTICA		
Parámetros	Unidad de medida	Límite máximo permisible
1. Olor	---	Aceptable
2. Sabor	---	Aceptable
3. Color	UCV escala Pt/Co	15
4. Turbiedad	UNT	5
5. pH	Valor de pH	6,5 a 8,5
6. Conductividad (25°C)	µmho/cm	1 500
7. Sólidos totales disueltos	mgL ⁻¹	1 000
8. Cloruros	mg Cl ⁻ L ⁻¹	250
9. Sulfatos	mg SO ₄ ⁼ L ⁻¹	250
10. Dureza total	mg CaCO ₃ L ⁻¹	500
11. Amoniaco	mg N L ⁻¹	1,5
12. Hierro	mg Fe L ⁻¹	0,3
13. Manganeso	mg Mn L ⁻¹	0,4
14. Aluminio	mg Al L ⁻¹	0,2
15. Cobre	mg Cu L ⁻¹	2,0
16. Zinc	mg Zn L ⁻¹	3,0
17. Sodio	mg Na L ⁻¹	200

UCV = Unidad de color verdadero
UNT = Unidad nefelométrica de turbiedad

Gráfico 25: Resultados de las muestras de agua.

Fuente 23: Reglamento de la calidad del agua para consumo humano. DS N° 031-210-SA.

ANEXO I		
LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE PARÁMETROS MICROBIOLÓGICOS Y PARASITOLÓGICOS		
Parámetros	Unidad de medida	Límite máximo permisible
1. Bacterias Coliformes Totales.	UFC/100 mL a 35°C	0 (*)
2. E. Coli	UFC/100 mL a 44,5°C	0 (*)
3. Bacterias Coliformes Termotolerantes o Fecales.	UFC/100 mL a 44,5°C	0 (*)
4. Bacterias Heterotróficas	UFC/mL a 35°C	500
5. Huevos y larvas de Helmintos, quistes y ooquistes de protozoarios patógenos.	Nº org/L	0
6. Virus	UFC / mL	0
7. Organismos de vida libre, como algas, protozoarios, copépodos, rotíferos, nemátodos en todos sus estadios evolutivos	Nº org/L	0

UFC = Unidad formadora de colonias
 (*) En caso de analizar por la técnica del NMP por tubos múltiples = < 1,8 /100 ml

Gráfico 26: Resultados microbiológicos del agua.
Fuente 23: Reglamento de la calidad del agua para consumo humano. DS N° 031-210-SA.

VI. CONCLUSIONES

1. Las líneas de conducción, aducción y distribución trabajaran por un sistema de gravedad.
2. Se ubicó la fuente de abastecimiento de agua que cumpla con el caudal de aforo que requiere la población céntrica de una demanda de 1.24 l/s asimismo, realizó un estudio de análisis microbiológico y fisicoquímico del agua, para determinar si el manantial de agua, es apto para consumo humano, dando como resultado, un PH de 7.26, turbiedad 0.87 UNT, sin presencia de parásitos, aquellos datos que se encuentran en el rango que la norma lo establece.
3. La red existente será mejorada y abastecerá a la parte alta de dicho caserío, que comprenden 104 habitantes y la nueva red abastecerá a la parte céntrica que comprende 383 habitantes.
4. **La red diseñada desde captación Macho Muerto**, se proyectó un tanque de almacenamiento de forma circular con una capacidad suficiente para abastecer a la población, de 15.00 m³ y la red diseñada que abastecerá a la parte alta se diseñó un tanque de 10 m³.
5. La red desde Macho Muerto, comprende de una línea de conducción tiene una longitud proyectada de 3585 metros, $\varnothing = 2''$, una línea de aducción, que sale del tanque a la red de distribución, tiene una longitud proyectada de 1131 metros, $\varnothing = 1\frac{1}{2}''$ y las redes de distribución, están diseñadas con $\varnothing 1\frac{1}{2}'' = 168$ metros, $\varnothing 1'' = 248$ metros y $\varnothing \frac{3}{4}'' = 2465$ metros, todas las redes diseñadas con tuberías PVC, Clase 10.

6. La red diseñada a abastecer la parte alta está diseñada por la línea de conducción, tiene una longitud proyectada de 213.30 metros, con un $\varnothing = 1''$, La línea de aducción, tiene una longitud proyectada de 384.54 metros, con $\varnothing = 1''$ y Las redes de distribución, con $\varnothing 1'' = 374$ metros y $\varnothing \frac{3}{4}'' = 994.00$ metros, todas las redes de diseño, están diseñadas con tuberías PVC-Clase 10.

RECOMENDACIONES

- ✚ Utilizar software watercad, para diseñar redes de agua potable, en ámbito rural y urbano, ya que este simula, analiza y diagnostica las redes de agua efectuando y garantizando buenos resultados en los tramos de las redes de un sistema de agua o alcantarillado.
- ✚ Utilizar tuberías de buena calidad PVC clase 10, ya que soportan la presión de hasta 100 mca y son las más comerciales en el mercado.
- ✚ A la población se le recomienda reforestar las fuentes de abastecimiento de agua existentes, denominados Manantial bajo y Manantial alto.
- ✚ Realizar un mantenimiento constante a los tanques de almacenamiento, cámaras rompe presión, captaciones, para adquirir un recurso hídrico de Calidad.
- ✚ A la población y directivos de la JASS, a suministrar todo el sistema, para reparar cualquier daño en las tuberías y de tal manera evitar fugas y pérdidas de presión las cuales puedan perjudicar.


REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Soto, R. Manual de diseño para la elaboración de proyectos de sistemas rurales de abastecimiento de agua potable – cd. Universitaria, D.F – México 2012. [Acceso a la información en el año 2016], Disponible en: http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/20643/Reyes_RYC.pdf?sequence=1&isAllowed=y.
2. San Martín, G. análisis de alternativas y diseño de abastecimiento de agua potable rural Malloco Lolenco, comuna de Villarica, ix Región de la Araucanía”- 2013 [Acceso a la información en el año 2016], Disponible en: <http://mriuc.bc.uc.edu.ve/bitstream/handle/123456789/4916/vicamalo.pdf?sequence=3>
3. Castillo, V. Propuesta de diseño del sistema de distribución de agua potable de cruz roja venezolana seccional carabobo – Valencia-2016. Disponible en, <https://pirhua.udep.edu.pe/handle/11042/2190?locale-attribute=en>.
4. Sandoval, A. Diseño del sistema de agua potable y saneamiento básico de la localidad de Tallambo, distrito de Oxamarca - Celendín – Cajamarca- 2013, Disponible en, <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/675>.
5. Apaza, J. Diseño de un sistema sostenible de agua potable y saneamiento básico en la comunidad de Miraflores – Cabanilla – lampa – puno – 2015. Disponible en, <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/4580>.
6. Grandez, J. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable del Caserio de bello horizonte, distrito de la banda de Shilcayo, provincia de san Martin, departamento de sana Martin – 2018. Disponible en, <http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/UNSM/3037>
7. Guimares. F, Propuesta de diseño de redes de distribución de agua potable para los pobladores de las localidades de huacas, Chanrro, piedra azul, loma larga baja y loma larga alta, distrito san miguel del faique, provincia de Huancabamba, departamento de Piura – 2015. Disponible en, <http://repositorio.uap.edu.pe/handle/uap/791>.
8. Saavedra, G. Propuesta técnica para el mejoramiento y diseño del servicio de agua potable en los centros poblados rurales de Culqui y Culqui alto en el distrito de Paimas, provincia de Ayabaca – Piura -2018, Disponible en, <http://repositorio.unp.edu.pe/handle/UNP/1249>.

9. Diseño del servicio de agua potable e instalación de disposición sanitaria de excretas en el sector las pampas del caserío de huando bajo, distrito de san miguel del faique, municipalidad del faique, 2016 ⁹.
10. Castillo, J. Ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado para la localidad de san Cristóbal-Distrito de san miguel del Faique - 2017”, Disponible en, <http://repositorio.unp.edu.pe/handle/UNP/1249>.
11. R.M.N° 192 – 2018 – Vivienda ⁽¹¹⁾. La guía técnica de diseño “OPCIONES TECNOLOGICAS PARA SISTEMAS DE SANEAMIENTO EN EL AMBITO RURAL, aprobado por el PNSR.
12. RNE OS.010 ⁽¹²⁾: Captación y conducción de agua para consumo humano, Disponible en Reglamento Nacional de edificaciones.
13. RNE OS.100 ⁽¹³⁾: Captación y conducción de agua para consumo humano, Disponible en Reglamento Nacional de edificaciones.
14. López; P ⁽¹⁴⁾. Abastecimiento de agua potable y disposición sanitaria de excretas, publicada en el año 2012. <https://civilgeeks.com/2014/06/13/libro-de-abastecimiento-de-agua-potable-por-gravedad/>.
15. Libro. Roger Agüero Pittman, Agua potable para poblaciones rurales, sistemas de abastecimiento por gravedad sin tratamiento, [publicada por Manos unidas de España -1997], disponible en, <https://www.ircwash.org/sites/default/files/221-16989.pdf>.

ANEXOS.

Tabla 23: RESULTADOS DE LOS ANALISIS DEL AGUA.



Piura
REGION
GOBIERNO REGIONAL PIURA

GOBIERNO REGIONAL DE PIURA
GERENCIA DE DESARROLLO SOCIAL
DIRECCIÓN REGIONAL DE SALUD DE PIURA
DIRECCIÓN DE LABORATORIOS DE SALUD PÚBLICA

INFORME TECNICO N° 035-2019-GOB.REG-PIURA-DRSP-43002012

PIURA, 01 DE FEBRERO DE 2019

SOLICITANTE : ING° CARLOS EDUARDO ORDINOLA VIEYRA
 DIRECCION LEGAL : DIRECCION EJECUTIVA DE REGULACION Y FISCALIZACION SANITARIA - DIRESA - PIURA
 MUESTRA : AGUA PARA CONSUMO HUMANO
 PROCEDENCIA : DISTRITO DE SAN MIGUEL DE EL FAIQUE - HUANCABAMBA - PIURA
 CODIGO DE MUESTRA : 0084
 FECHA DE RECEPCION DE MUESTRA : 31 DE ENERO DE 2019
 FECHA DE EJECUCION DE ENSAYO : 31 DE ENERO DE 2019
 PLAN DE MUESTREO : MUESTRA PROTOTIPO (4 Litros Aprox.)
 ENVASE : Frascos de polietileno, con tapa rosca. En cadena de frio.
 ROTULADO : Agua Potable AT.Provincia/Distrito/Localidad :Huancabamba/San Miguel de El Faique/Calangta.Captación Manantial-Sistema Agua Potable.UTM Este.Norte.Fecha y Hora de Muestreo:31.01.19/06.05am.Nombre del Muestreador:Socorro Huanca Choquehuanca.Código de Campo:01.Programa de Vigilancia de Agua PVICA.Dirección Ejecutiva de Regulación y Fiscalización Sanitaria - DERFS.

FECHA DE PRODUCCION : 31 DE ENERO DE 2019
 FECHA DE VENCIMIENTO : 31 DE ENERO DE 2019

ANALISIS FISICOS - QUIMICOS

ENSAYO	RESULTADO	ESPECIFICACION	REFERENCIA	CONFORMIDAD
pH	7.26	6.5 - 8.5	D.S. N°031-2010-SA	CONFORME
Cloro Residual Libre (mg/l)	0.0	-	-	CONFORME
Conductividad (us/cm)	195	Máx. 1500	D.S. N°031-2010-SA	CONFORME
Sólidos Totales Disueltos (mg/l)	98	Máx. 1000	D.S. N°031-2010-SA	CONFORME
Turbiedad UNT	0.87	Máx. 5	D.S. N°031-2010-SA	CONFORME

ANALISIS MICROBIOLÓGICOS

ENSAYO	RESULTADO
Recuento de Coliformes UFC/100 ml.	133
Determinación de Coliformes Termotolerantes UFC/100ml.	< 1
Parásitos y Protozoarios (Amebas Vida Libre), Algas, Larvas u Organismos Vivos	AUSENCIA

METODO DE ENSAYO :

ANALISIS QUIMICOS :

1. PH : APHA 4500-H ⁻ .B.Vol.II, 20 th Ed. 1999	4. SOLIDOS TOTALES DISUELTOS : APHA 2540-C, Vol. I, 20 th Ed. 1999
2. CLORO RESIDUAL LIBRE : APHA 4500-CL.Vol.I, 20 th Ed.1999	5. TURBIEDAD : APHA 2130-B, Vol. I, 20 th Ed.1999
3. CONDUCTIVIDAD : APHA 2510-B, Vol. I, 20 th Ed. 1999	



ANALISIS MICROBIOLÓGICOS :


1. RECUENTO DE COLIFORMES : APHA 9222.B 21 th Ed.2005.	3 PARASITOS Y PROTOZOARIOS/AMEBAS : APHA 9711 B2 b3; APHA 9711 B3a, 21 th Ed.2005.
2. RECUENTO DE COLIFORMES TERMOTOLERANTES : APHA 9222-D, 21 th Ed., 2005	VIDA LIBRE/ALGAS, LARVAS U ORGANISMOS VIVOS

Documento emitido en base a los resultados en nuestro laboratorio. La validez del presente documento es por tres (03) meses a partir de la fecha de emisión. Aplicable sólo para el producto y cantidades marcadas siempre y cuando se mantengan las mismas condiciones realizado el muestreo. La muestra para dirimencia de esos productos se almacenará por tres (03) meses a partir de la fecha de realizado el Muestreo. Prohibida la reproducción total y/o parcial del presente documento.

AV. RAMÓN CASTILLA N° 373 - CASTILLA PIURA - TELÉFONO: 345116 - TELEFAX: 34-5656
E-mail: labpiura1@yahoo.es

05 FEB 2019



PROVEIDO

EQUIPO SALUD AMBIENTAL 01/02/19.

PADRÓN DE BENEFICIARIOS

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
1	MARIA SEMBRERA LIZANA	3
2	ROGELIO TOCTO PUELLES	2
3	FLORENCIO SEMBRERA LIZANA	6
4	RODRIGO SEMBRERA SANTOS	1
5	SANTIAGO SEMBRERA LIZANA	1
6	EDUARDA HUAMAN TOCTO	4
7	ISMAEL SANTOS TOCTO	5
8	SAMUEL TOCTO SANTOS	8

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
25	RAUL TICLIAHUANCA LABAN	9
26	EUGENIA TICLIAHUANCA SANTOS	6
27	SEBASTIAN TICLIAHUANCA TICLIAHUANCA	5
28	HERMANDINA TICLIAHUANCA CRUZ	3
29	DAVID CHINCHAY TOCTO	4
30	CASA COMUNAL	100
31	IGLESIA EVANGELICA	18
32	DEMESIO SANTOS TOCTO	7

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
9	AGAPITO HUANCAY CHINCHAY	6
10	WUALTER TOCTO CRUZ	6
11	GILBERTA CRUZ TOCTO	4
12	ISAC SANTOS CRUZ	5
13	MODESTO SANTOS SANTOS	5
14	JUANA LAURA SANTOS TOCTO	2
15	MOISES TICLIAHUANCA TOCTO	4
16	HORACIO HUANCAY CHINCHAY	3

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
33	SIXTO SANTOS HUAMAN	2
34	NEMESIO TOCTO SANTOS	5
35	ROLANDO TOCTO SANTOS	2
36	CAPILLA CEMENTERIO	200
37	LORENZO SANTOS TOCTO	3
38	DIAMIRA SANTOS ZURITA	1
39	LUIS TICLIAHUANCA SANTOS	3
40	MERARDO SANTOS SEMBRERA	3

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
41	HORACIO LABAN TOCTO	9
42	TEOFILO EDUARDO SANTOS SOLIS	2
43	GENARO SANTOS SOLIS	5
44	LEONCIO SANTOS TOCTO	8
45	JULIA TOCTO TOCTO	2
46	DANIEL SANTOS SOLIS	3
47	INOCENTE SANTOS TOCTO	3
48	FLORENTINO TICLIAHUANCA TOCTO	3

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
57	EMELIA SANTOS TOCTO	2
58	ORLANDO TOCTO HUANCAY	2
59	MAXIMO HUANCAY TOCTO	2
60	AVELINO CRUZ TOCTO	2
61	JUAN SEMBRERA PADILLA	6
62	EDILBERTO OSCAR TOCTO SANTOS	2
63	CATALINA TOCTO HUAMAN	2
64	VIDOLINO TOCTO TICLIAHUANCA	1

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
49	REYNALDO TICLIAHUANCA SANTOS	2
50	MARIA TICLIAHUANCA SANTOS	7
51	OTILIO SANTOS LABAN	5
52	FRANCISCO TOCTO SANTOS	2
53	EVARISTO TOCTO SANTOS	4
54	ADELAYDA SANTOS TOCTO	4
55	PANFILO TOCTO SANTOS	3
56	ALEXANDER TICLIAHUANCA TOCTO	3

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
65	MARCOS PEÑA TOCTO	6
66	VICTOR PEÑA RENTERIA	2
67	ELFER SANTOS TOCTO	4
68	JOSE SANTOS TOCTO	2
69	MARCOS ZURITA SANTOS	8
70	LORENZO TOCTO SANTOS	4
71	RAYMUNDO SANTOS SANTOS	10
72	EULOGIO SANTOS CRUZ	3

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
73	HORTENCIO SANTOS SANTOS	8
74	ADAN SANTOS SANTOS	1
75	TOMAS SANTOS TOCTO	4
76	DONATO SANTOS SANTOS	3
77	CASILDA TICLIAHUANCA LABAN	2
78	MAURA TICLIAHUANCA LABAN	2
79	SAUL CHINCHAY TICLIAHUANCA	5
80	NESTOR CHINCHAY LIZANA	2

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
81	MANUEL TOCTO PUELLES	2
82	DAISI CHINCHAY TICLIAHUANCA	2
83	COCINA	4
84	COLEGIO INICIAL	35
85	COLEGIO SECUNDARIO	130
86	MICAELA SANTOS TOCTO	2
87	MARIBEL SANTOS TOCTO	3
88	EDER TICLIAHUANCA SANTOS	1

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
89	HECTOR TICLIAHUANCA SANTOS	1
90	YOLVI TICLIAHUANCA TOCTO	1
91	ISRAEL TOCTO LABAN	1
92	FRANCISCO TOCTO CRUZ	5
93	EMILIANO HUANCAY SANTOS	3
94	ALFREDO TICLIAHUANCA SANTOS	1
95	OLGA LABAN JULCA	2
96	PASCUAL SANTOS SEGUNDO	2

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
97	WILDER TICLIAHUANCA SANTOS	4
98	ERIKA TOCTO SANTOS	1
99	EFRAIN TOCTO SANTOS	1
100	DILCIA TOCTO TICLIAHUANCA	5
101	FRANKLIN CHINCHAY TICLIAHUANCA	2
102	FLORENTINO CHINCHAY PUELLES	3
103	MARIA MAGDALENA MINGA CRUZ	3
104	JOSE ARNULFO SANTOS SEMBRERA	6

PADRON DE USUARIOS - CASERIO CALANGLA		
ITEMS	NOMBRES Y APELLIDOS	NUMERO DE HABITANTES POR VIVIENDA
105	JOSE ANTERO CAMIZAN SEMBRERA	6
106	WILSON CAMIZAN SEMBRERA	8
107	JOSE ADAN CAMIZAN SEMBRERA	5
108	HILDA TICLIAHUANCA TOCTO	4
109	AMELIA SANTOS SANTOS	3
110	QUELSE RAUL SANTOS ZURITA	3
111		
112		



Ilustración 2: Visita al Manantial existente Caserío de Calangla.



Ilustración 3: Realidad actual que aqueja al Caserío, debido a que no llega agua.



Ilustración 4: Realidad actual que aqueja al Caserío, debido a que no llega agua.





Ilustración 5: Visita al Manantial existente Calangla Alto y Calangla Bajo, para realizar el aforo.





Ilustración 6: Manantial existente, Calangla bajo, acá se puede observar la cantidad de agua que hay en el manantial.



Ilustración 7: Tomando puntos de algunas viviendas con el GPS NAVEGADOR.



Ilustración 8. Información recibida, por parte de un beneficiario, que conoce la zona y desde que tiempo estos manantiales benefician a la población.



Ilustración 9: Situación actual de la población.



Ilustración 10:

Ilustración 11. Tanque apoyado de 7 m³, aprox. que abastece a toda la población.



Ilustración 12: Cantidad de agua que Dotan los manantiales.



Ilustración 13: Previas Coordinaciones con la junta directiva de la zona, y buscando nuevas fuentes de agua y dar solución al problema.



Ilustración 14: Vista panorámica desde el tanque existente hacia la población de Calangla.



Ilustración 15: en previas coordinaciones en el Manantial MACHO MUERTO” Ubicado a 2935.00 msnm.



Ilustración 16: Caminata a la búsqueda del manantial MACHO MUERTO” juntamente con los directivos.



Ilustración 17: Manantial Macho muerto, se está realizando la limpieza para tomar el respectivo aforo.





Ilustración 18: Realizando la limpieza del manantial, para tomar el aforo.



Ilustración 19 y 20: Realización de aforo del manantial MACHO MUERTO; dando como resultado 1.10 l/s.





Ilustración 301: zona de ubicación del manantial Macho Muerto a 2935 msnm.



Ilustración 22: Con el presidente de la JASS, donde me brinda la información de los pobladores de Calangla.



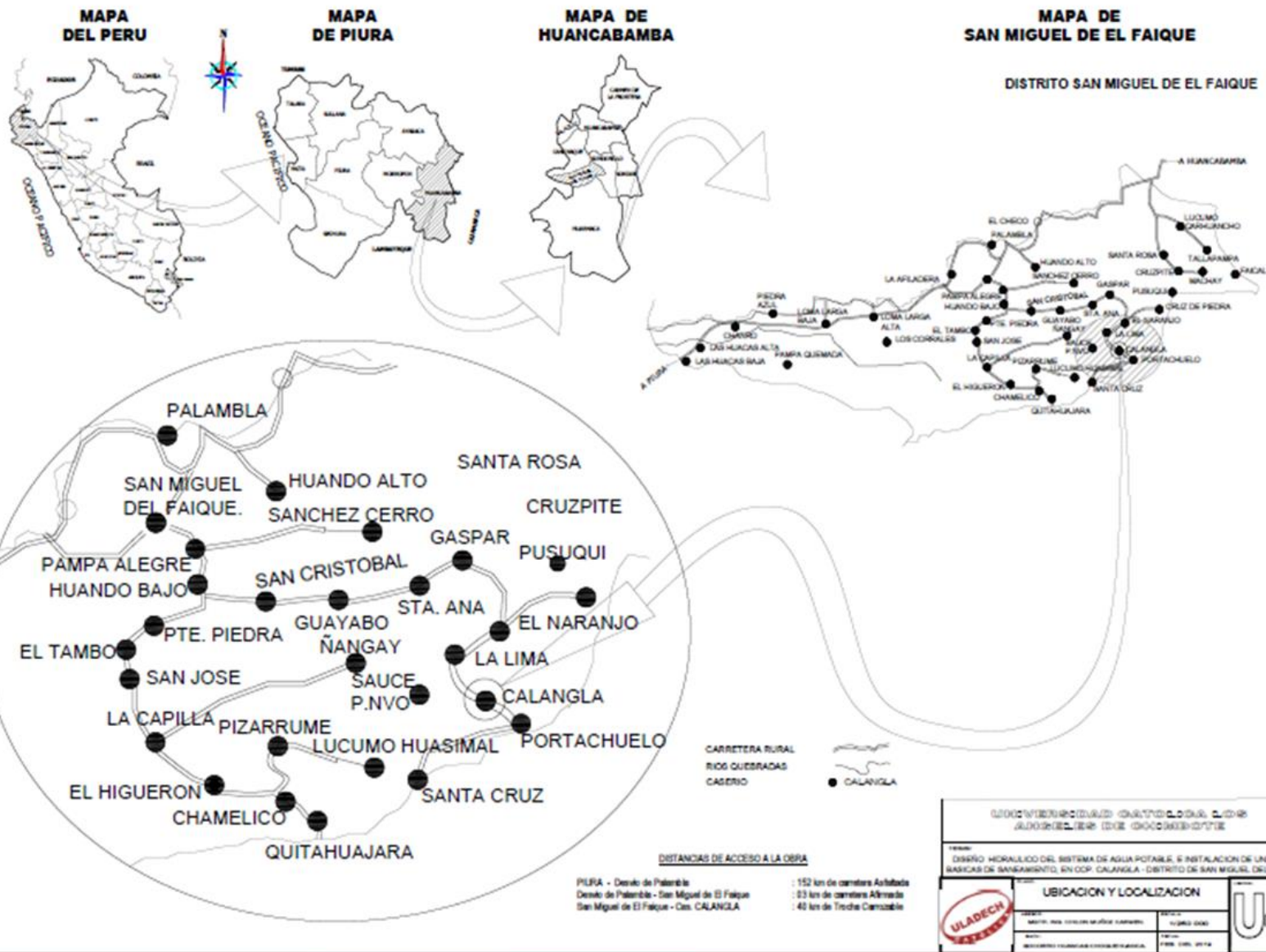
Ilustración 23 y 24: Realizando las muestras de agua, en el manantial Calangla bajo, con los respectivos indicaciones que nos brindó (DIGESA)

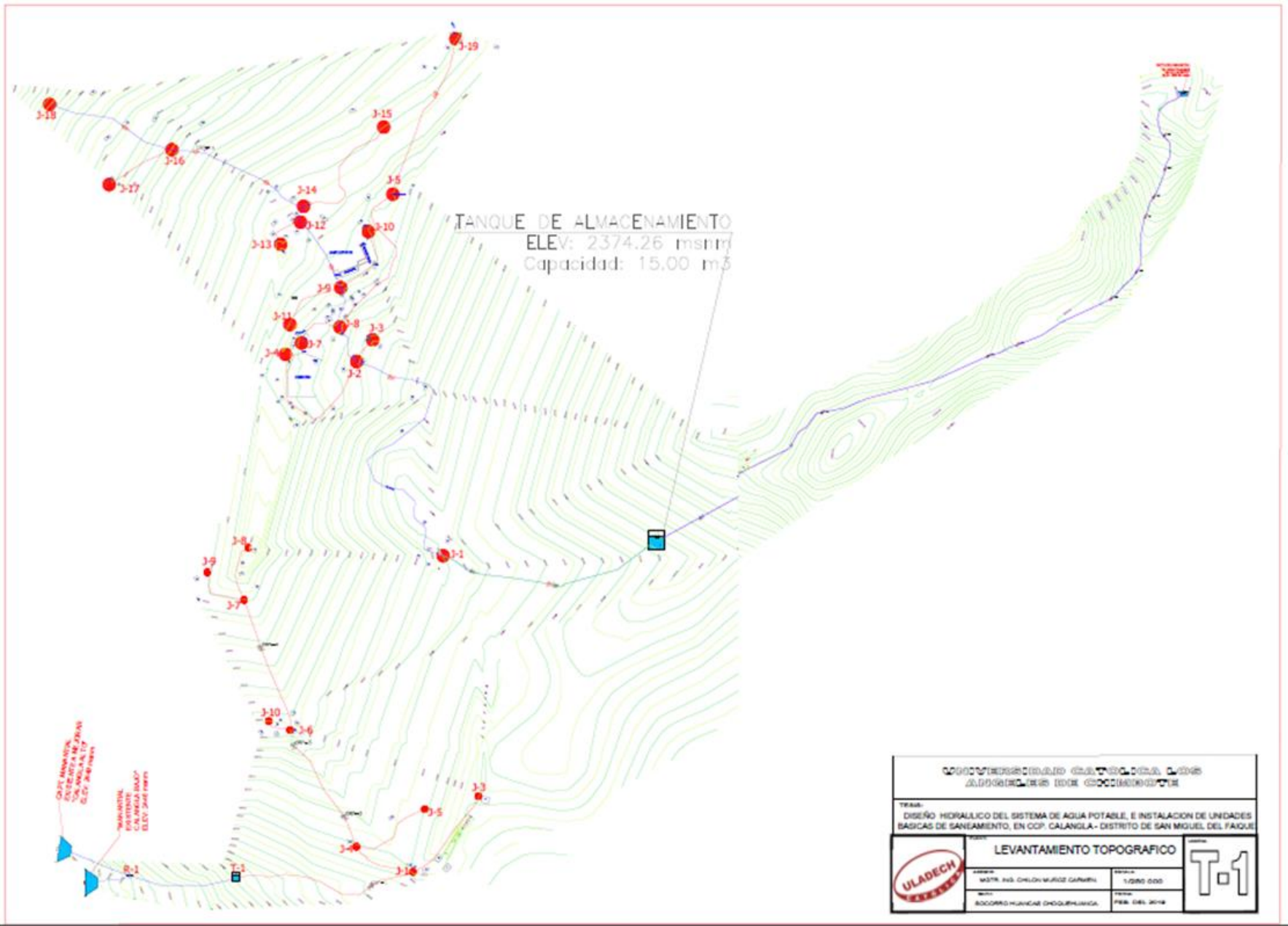




Ilustración 25: En (DIGESA) Con el encargado de la institución, quien gracias nos apoyó con los resultados de las muestras que obtuve en mi fuente de abastecimiento.

PLANOS



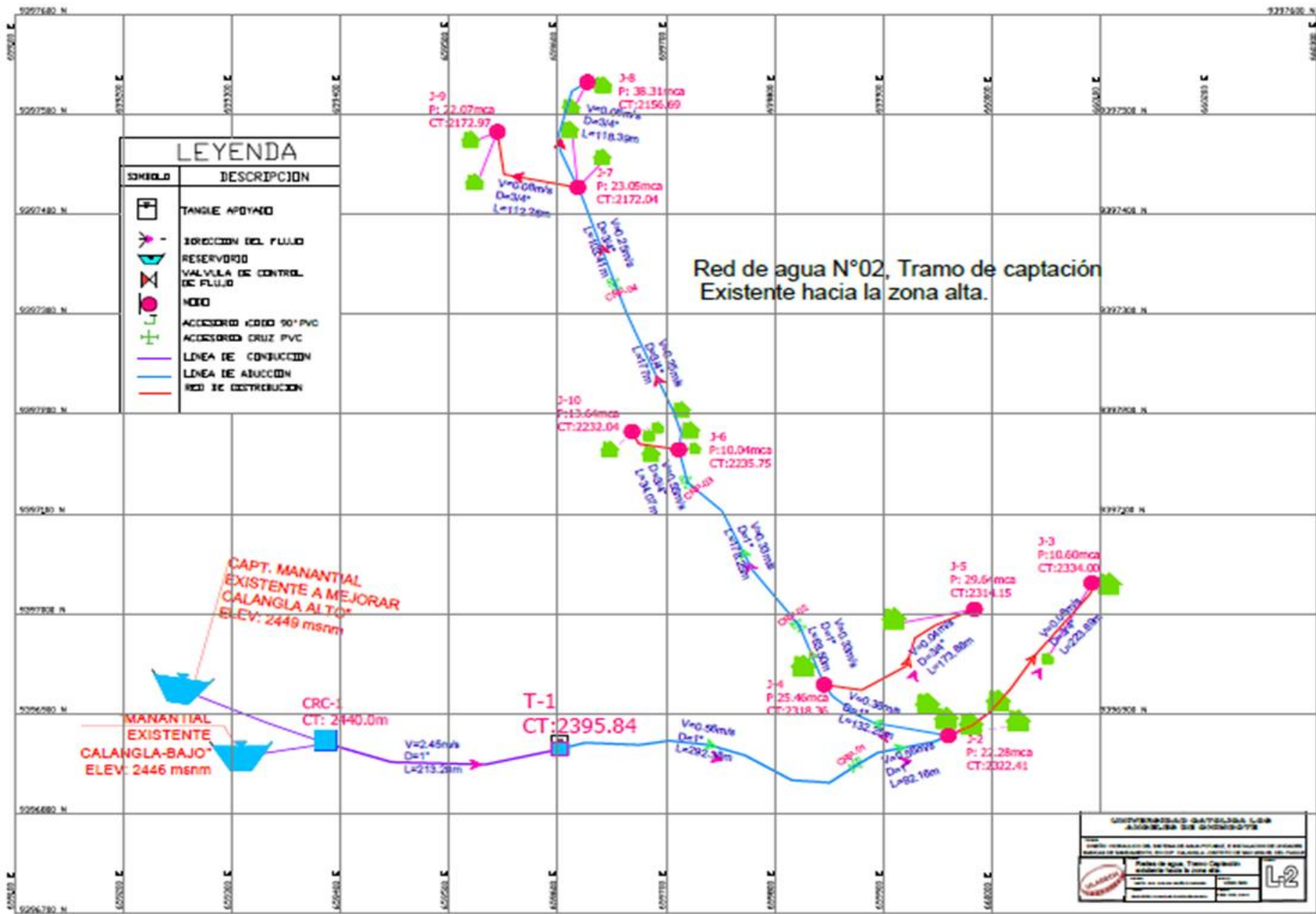


TANQUE DE ALMACENAMIENTO
 ELEV: 2374.26 msnm
 Capacidad: 15.00 m³

COP. MUNICIPAL
 CALANGLA
 ELEV: 2417.00 msnm

GOBIERNO REGIONAL CALANGLA GOBIERNO LOCAL CALANGLA		
TITULO: DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE E INSTALACION DE UNIDADES BÁSICAS DE SANEAMIENTO, EN COP. CALANGLA - DISTRITO DE SAN MIGUEL DEL FAQUE		
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO		
	AUTOR: MSTR. ING. CHELON WALTER GARCIA	ESCALA: 1/2500 000
	FECHA: SOCORRO HUANCAR CHOQUEHUANCA	FECHA DEL 2018

T-1



LEYENDA

SIMBOLO	DESCRIPCION
	TANQUE APAYADO
	DIRECCION DEL FLUIDO
	RESERVOIRIO
	VALVULA DE CONTROL DE FLUIDO
	NODO
	ACCESORIOS 90° PVC
	ACCESORIOS CRUZ PVC
	LINEA DE CONSTRUCCION
	LINEA DE ABUCCION
	RED DE DISTRIBUCION

Red de agua N°02, Tramo de captación Existente hacia la zona alta.

CAPT. MANANTIAL EXISTENTE A MEJORAR CALANGLA ALTO*
ELEV: 2449 msnm

MANANTIAL EXISTENTE CALANGLA-BAJO*
ELEV: 2446 msnm

CRC-1
CT: 2440.0m

T-1
CT: 2395.84

V=2.45m/s
D=1"
L=215.29m

V=0.58m/s
D=1"
L=292.39m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.58m/s
D=1"
L=92.19m

J-9
P: 22.02mca
CT: 2172.97

J-6
P: 38.31mca
CT: 2156.69

V=1.06m/s
D=3/4"
L=118.39m

V=0.08m/s
D=3/4"
L=112.29m

J-7
P: 23.05mca
CT: 2172.04

V=0.28m/s
D=1"
L=111.11m

J-10
P: 13.04mca
CT: 2232.04

J-6
P: 10.04mca
CT: 2235.75

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

V=0.38m/s
D=1"
L=132.25m

J-5
P: 29.67mca
CT: 2314.15

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

V=0.04m/s
D=3/4"
L=172.89m

J-3
P: 10.60mca
CT: 2334.00

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

V=0.28m/s
D=1"
L=92.19m

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL SACRAMENTO

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

Curso: Hidráulica

Alumno: [Nombre]

Fecha: [Fecha]

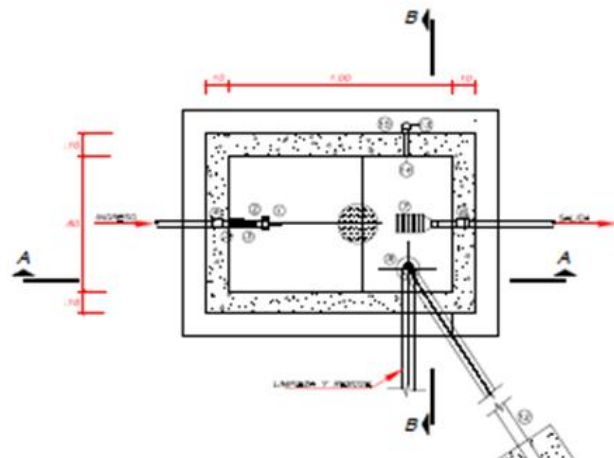
Grado: [Grado]

Profesor: [Nombre]

Calificación: [Calificación]

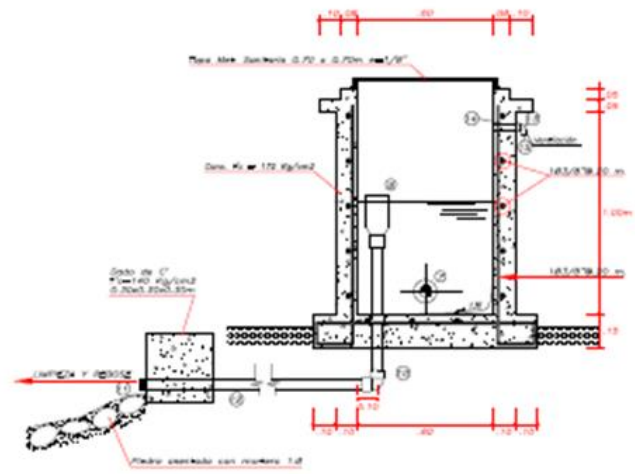
L2

CAMARA ROMPE PRESION T07.



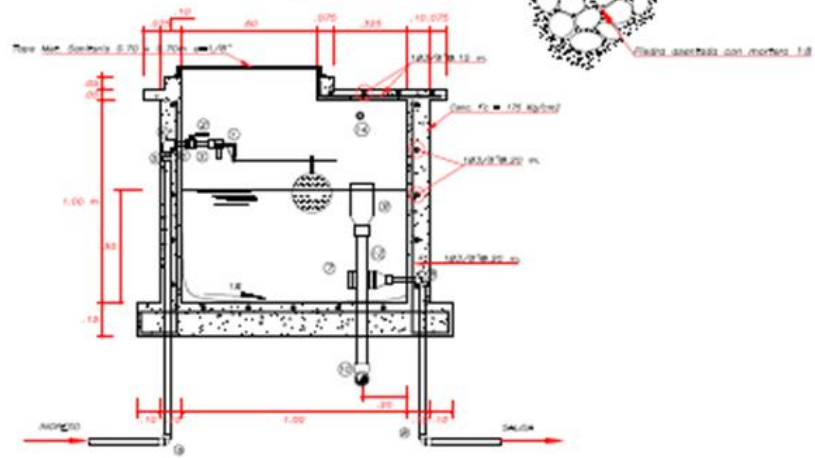
PLANTA

ESC. 1:20



CORTE B-B

ESC. 1:20



ELEVACION

CUADRO DE ACCESORIOS VALVULA

Nº	ACCESORIO	CANT.
INGRESO		
1	Valvula Rompe Presion cubo con	01
2	Valvula de control de caudal	01
3	Mula # 2" con 1"	02
4	Codo #2" 90°	01
5	Alabranza 150 PVC	01
6	Codo PVC 90° 2"	01
SALIDA		
7	Conector 90°	01
8	Codo PVC 90° 2"	02

Nº	ACCESORIO	CANT.	UNID.
INGRESO Y PERFORACION			
9	Cara de Fibra	01	# 2"
10	Codo PVC 90° 2"	01	# 2"
11	Tubo PVC Numero	01	# 2"
12	Tubo PVC 2" x 3.00 m	01	# 2"
ELEVACION			
13	Codo PVC 90° 2"	01	# 2"
14	Tubo PVC 2" x 0.10 m	01	# 2"
15	Tubo PVC Numero	01	# 2"

COORDINADOR GENERAL DE OBRAS: _____
 JEFE DE OBRAS: _____
 INGENIERO EN CARGO: _____
 INGENIERO EN OBRAS: _____

INSTRUMENTOS

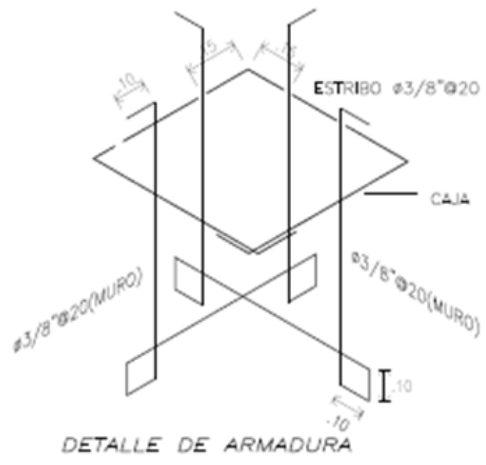
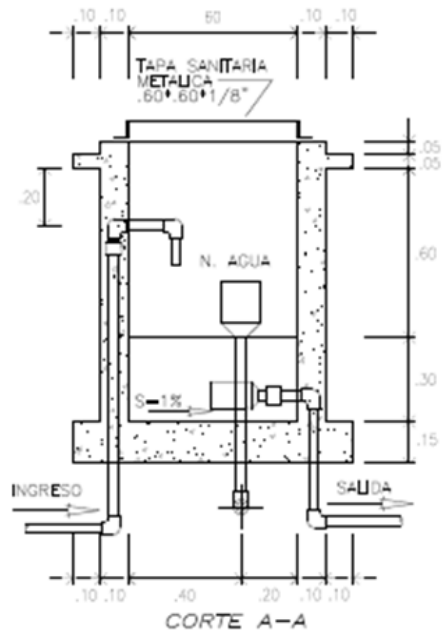
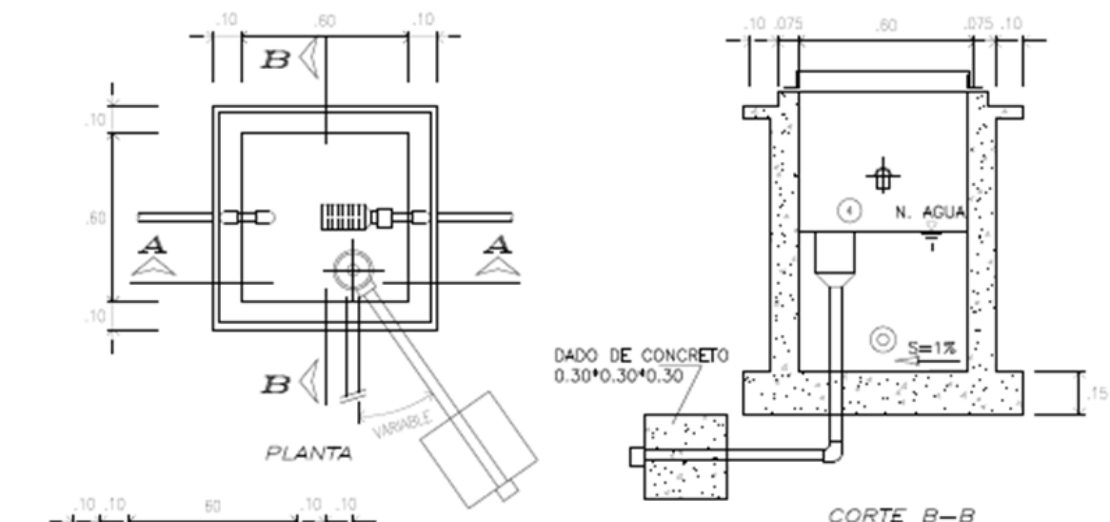
1	INSTRUMENTO	CANT.
1	INSTRUMENTO	1

FECHA DE ELABORACION: _____
FECHA DE APROBACION: _____

ELABORADO POR: _____
APROBADO POR: _____

INSTRUMENTOS: _____

OTROS: _____



Estos diámetros varían según ubicación de la cámara en la red.
 En la línea de conductor, desde la Cámara Macho Muerto - hasta
 10 Cámaras rompe presión hasta el tanque de almacenamiento.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO:	$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO:	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
TARRAJO INTERIOR:	MORTERO CA 1:1 IMPERMEABILIZACIÓN SIA
TARRAJO EXTERIOR:	MORTERO CA 1:5
REUBRIMIENTO MINIMO:	PARED: 5cm LOSAS: 2.5cm

COMUNIDAD EDUCATIVA GUAYACÁN S.A.S. ADSCRIBIDA AL ICBR GUAYACÁN	
<small> LEYENDA: MATERIAL DEL SISTEMA DE CANTAS, APLICACIÓN Y ESPECIALIDAD DE LOS TRABAJOS: MUROS DE ALMACENAMIENTO, EN TUB. GALVANIZADA - TUBERIAS DE PVC 20 CM DE DIAM. 60 CM DE </small>	
	DISEÑO CUBIERTA PARA LINEA DE CONDUCCIÓN
	<small> ESCALA: 1/20 FECHA: 15/05/2014 </small>
C-1	

