

**PROPUESTA DE ACUEDUCTO RURAL PARA LA VEREDA PEÑA BLANCA –
MUNICIPIO DE PUENTE NACIONAL -DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**

CONTRERAS PARRA MILEIDY KATERINE

CRUZ RAMIREZ DIANA CAROLINA



UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

BOGOTA

2015

**PROPUESTA DE ACUEDUCTO RURAL PARA LA VEREDA PEÑA BLANCA –
MUNICIPIO DE PUENTE NACIONAL -DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**

CONTRERAS PARRA MILEIDY KATERINE

CRUZ RAMIREZ DIANA CAROLINA

**Trabajo de grado
Para optar el título de ingeniero civil**

ING. MIGUEL HERNANDEZ

Asesor disciplinar.

LIC. ROY MORALES

Asesor metodológico.



UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

BOGOTA

2015

Nota de aceptación

Bogotá D.C mayo 2015

TABLA DE CONTENIDO

1.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	8
2.	JUSTIFICACIÓN.....	10
3.	OBJETIVO.....	11
3.1.	GENERAL.....	11
3.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	11
4.	ANTECEDENTES.....	12
5.	MARCO DE REFERENCIA	14
5.1.	MARCO CONCEPTUAL.....	14
5.1.1.	Fuentes de abastecimiento de aguas.....	20
5.1.2.	Captación.....	20
5.1.3.	Obras de conducción.....	22
5.1.4.	Red de distribución.....	24
5.1.5.	Tanques de almacenamiento.....	25
5.2.	MARCO GEOGRÁFICO	25
5.2.1.	Ubicación Puente Nacional.....	25
5.2.2.	Localización Peña Blanca.....	27
5.2.3.	Vegetación y uso del suelo.....	27
5.2.4.	Referencias geológicas.....	28
5.2.5.	Límites de la vereda.....	29
5.3.	MARCO LEGAL.....	31
5.3.1.	Normatividad del RAS 2000.....	31
5.3.2.	Decreto 1575/2007.....	31
5.3.3.	Resolución 2320/2009.....	31
6.	DISEÑO METODOLOGICO	32
6.1.	ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN.....	32
6.2.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	32

6.3.	FASES DE LA INVESTIGACIÓN.....	32
7.	RESULTADOS Y ANALISIS	34
7.1.	Descripción de las condiciones actuales del sistema de Captación y distribución del agua en la Vereda Peña Blanca	34
7.1.2.	Descripción del sistema de distribución de la quebrada.....	37
7.1.3.	Distribución del agua mediante mangueras procedentes de pozos excavados.....	40
7.2.	Periodo de diseño para el acueducto rural de la vereda Peña Blanca.	42
7.2.1.	Proyección de Población por el Método Geométrico.....	44
7.3.	Diseño del sistema de acueducto rural.....	46
7.3.1.	Diseño de la Bocatoma de Fondo.....	50
7.3.1.1.	Diseño de la presa.	50
7.3.2.	Diseño de la canaleta de aducción.....	52
7.3.3.	Diseño de la rejilla	53
7.3.4.	Calculo de los niveles de agua dentro de la canaleta de aducción.	56
7.3.5.	Diseño de la cámara de recolección.	60
7.3.6.	Diseño de Línea de Aducción.	63
7.3.7.	Diseño de tubería de excesos.....	70
7.3.8.	Diseño del desarenador.	73
7.3.9.	Línea de conducción	84
8.	CONCLUSIONES	96
9.	RECOMENDACIONES.....	98
10.	BIBLIOGRAFIA	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Caserio Peña Blanca.	27
Figura 2 Cresta de Gallo Vereda Peña Blanca.	28
Figura 3 Pozo excavado vereda Peña Blanca.	34
Figura 4 Aforo Caudal Método Volumétrico	35
Figura 5. Quebrada Otero.	37
Figura 6 Fotografía quebrada Otero, Aguas arriba de la quebrada.	38
Figura 7 Fotografía quebrada Otero, mangueras apoyadas en los arbustos.	39
Figura 8. Fotografía quebrada Otero, mangueras superficiales expuestas al paso de animales.	39
Figura 9. Fotografía de mangueras expuestas a fallas por paso del ganado.	40
Figura 10. Mangueras procedentes de los pozos profundos.	41
Figura 11. Tanque de almacenamiento sobre de las viviendas en Peña Blanca. ...	41
Figura 12. Perfil y profundidad de la quebrada Otero en relación a su ancho (Tiempo de invierno)	47
Figura 13. Perfil y profundidad de la quebrada Otero en relación a su ancho (Tiempo de verano).....	49
Figura 14. Diseño de Rejilla.	56

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Asignación del nivel de complejidad.	14
Tabla 2 Periodo de diseño segun el nivel de complejidad del sistema.	15
Tabla 3 Dotaciones	15
Tabla 4. Coeficiente de consumo máximo diario (K1), según nivel de complejidad del sistema.....	16
Tabla 5. Coeficiente del consumo máximo horario (K2) según el nivel de complejidad.....	17
Tabla 6. Métodos de cálculo permitidos en la proyeccion de poblaciones según el nivel de complejidad del sistema	17
Tabla 7 Periodo de Diseño segun el Nivel de Complejidad del Sistema.....	21
Tabla 8 Valores de coeficiente de algunos materiales William-Hezen.....	22
Tabla 9 Relaciones hidráulicas para conductos circulares.	23
Tabla 10 Caudal por el método volumétrico	35
Tabla 11. Velocidad promedio de la quebrada Otero.....	46
Tabla 12. Velocidad promedio de la quebrada Otero.....	48
Tabla 13 Condiciones de eficiencia y porcentaje de remoción.	74
Tabla 14. CAUDAL CORRESPONDIENTE A CADA VIVIENDA SEGÚN LOS TRAMOS DE LA LINEA DE CONDUCCION..	89

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La vereda Peña Blanca en el municipio de Puente Nacional- Santander, es una zona rural con un número considerado de habitantes que en la actualidad carecen de un suministro adecuado y seguro de agua potable.

La mayoría de las propiedades rurales son parcelas pequeñas en las cuales el sustento de las familias se basa en la agricultura y ganadería a baja escala. La vereda Peña Blanca tiene 2,713.2 ha y alrededor de unas 130 viviendas ocupadas familiarmente por 3 a 8 personas, posee una capilla y una sede del colegio Peña Blanca a donde asisten no solamente los niños de la vereda sino también de otras adyacentes; el colegio tiene escolaridad desde 0° hasta 11° de bachillerato y atiende anualmente hasta 150 alumnos.

Hace algunos años la alcaldía de la cabecera municipal trabajo sobre un proyecto veredal de acueducto, pero el cambio de las administraciones municipales a impedido que la vereda y sus habitantes gocen de un buen servicio del sistema. En la vereda existe una quebrada llamada Otero, nace en la parte alta de la misma, posee permanentemente un caudal suficiente y una buena calidad del agua, lo que reduciría considerablemente el gasto del tratamiento.

Actualmente, el suministro de agua se realiza a través de pozos excavados individuales de los cuales algunas viviendas derivan parte del agua necesaria para satisfacer las necesidades diarias, el colegio tiene el servicio de agua intermitente usando mangueras que conectan desde la quebrada Otero, pero es un servicio que se suspende frecuentemente por lo precario de las instalaciones.

Teniendo en cuenta la cantidad de población existente en esta zona y considerando que es una vereda de alta productividad agrícola y ganadera, es necesario generar alternativas para la eliminación de mangueras como red de suministro para así instaurar el sistema de acueducto, garantizando que la captación y distribución del agua que llegue a cada vivienda sea de calidad, según la normativa vigente en el país.

Nuestro propósito es el de colaborar con la vereda en el sentido de diseñar un acueducto rural como proyecto de grado, asunto que es conocido por los habitantes de la vereda y por la Alcaldía de Puente Nacional, de quienes podemos esperar toda la colaboración que sea necesaria.

Nos comprometemos entonces a resolver la siguiente pregunta ¿Cómo mejorar las condiciones de captación y distribución del agua en la vereda Peña Blanca, municipio de Puente Nacional - Departamento de Santander?

2. JUSTIFICACIÓN

El sistema de acueducto es uno de los servicios fundamentales para cualquier tipo de población, ya que por medio de este servicio se logra que el agua llegue a cada vivienda de forma apta para el consumo humano, por tal motivo el diseño de esta red de acueducto para la vereda Peña Blanca, es algo esencial para sus habitantes, debido a que actualmente no cuentan con un suministro de agua potable, lo que conlleva a la comunidad a ingerir el líquido que se encuentra almacenado en pequeños pozos excavados ubicados cerca de las viviendas, los cuales contienen agua proveniente de la quebrada Otero.

Teniendo en cuenta que la toma del recurso hídrico proviene de la quebrada Otero y pozos y no se cuenta con un tratamiento de purificación, los habitantes de la vereda Peña Blanca se ven en la obligación de hervir el líquido, como una manera de potabilizar el agua, con el fin de evitar enfermedades como diarrea, sarpullidos, dolores estomacales etc. Adicional a esto, la vereda anteriormente contó con un diseño y ejecución del sistema de acueducto; según datos proporcionados por los habitantes de la vereda, esta ejecución del sistema no fue apta teniendo en cuenta que se realizó para algunas viviendas del sector; quedando la mayoría de la población de Peña Blanca sin el servicio de agua potable, incluyendo la escuela. Teniendo en cuenta diversos factores y el crecimiento rural, el diseño proyectado busca beneficiar a todas las viviendas que se encuentran actualmente en la vereda, cumpliendo con el debido suministro del líquido a cada una de ellas.

Como parte fundamental, la finalidad de este proyecto concerniente al diseño del acueducto es permitir que los habitantes de Peña Blanca cuenten con un sistema apto el cual permita la conducción del agua hacia las viviendas de manera segura y óptima para el consumo de las personas previniendo así cualquier tipo de enfermedad. Se espera que con una buena ejecución del diseño por parte de la alcaldía Municipal de Puente Nacional, el sistema de acueducto en la vereda Peña Blanca del departamento de Santander logre beneficiar a la comunidad y su hábitat, estableciendo el mejoramiento de la calidad de vida de la población.

3. OBJETIVO

3.1. GENERAL

Proponer el diseño de un sistema de acueducto rural para la vereda Peña Blanca, Municipio de Puente Nacional - Departamento de Santander.

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Describir las condiciones actuales del sistema de captación y distribución del agua en la vereda Peña Blanca.
2. Establecer el periodo de diseño para el acueducto rural de la vereda Peña Blanca.
3. Diseñar el sistema de acueducto rural de la zona de estudio.

4. ANTECEDENTES

En el año 2013 con la administración Municipal de BELTRÁN, DAVID en el municipio de Puente Nacional se retomó el proyecto del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado, el cual se había venido trabajando por las administraciones anteriores pero no fue terminado debido al incumplimiento de requerimientos técnicos y normativos exigidos por la Secretaria del Medio Ambiente y la C.A.S. (Corporación Autónoma Regional de Santander). El principal Objeto por el cual se desarchivo este proyecto fue el de mejorar la forma de captación, potabilización y distribución del agua para el casco urbano teniendo en cuenta la fuente principal de abastecimiento la quebrada Agua Blanca, para la realización de este proyecto se planteó la construcción de una nueva bocatoma y una nueva línea de conducción con un cambio de diámetro de la tubería de 8 pulgadas a 10 pulgadas con el fin ampliar el perímetro urbano, teniendo en cuenta la proyección de población a 20 años. De igual forma se presentó el proyecto con valores de mercado, precios unitarios, presupuesto y permisos necesarios, para obtener una buena ejecución de éste, mejorando así la calidad del servicio para la comunidad Puentana y su sector rural.¹

Adicionalmente. BAYONA y JACOME realizan una propuesta de diseño de acueducto para la vereda el Mortiño en el Departamento de Santander, con el fin de mejorar el suministro de agua que reciben los habitantes de esta vereda, debido a que la totalidad de los componentes del actual sistema presenta falencias. Por lo tanto parten de la siguiente pregunta ¿Cómo lograr que el suministro de agua en las viviendas sea el adecuado y cumpla los requisitos y especificaciones estipulados en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000? enseguida realizan un análisis de las características de la vereda, con el estudio topográfico, el nivel de complejidad y las propiedades de la fuente de abastecimiento principal, los componentes del sistema desde la captación hasta la red de distribución determinando el mejor diseño.²

¹ PUENTE NACIONAL. ALCALDIA MUNICIPAL. Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado [en línea] <http://www.youtube.com/watch?v=C1kXnsGgflc>. [consultado el 27 de Febrero del 2014].

² BAYONA ROBLES Cristian Andrés; JACOME SANCHEZ Sergio Fabián. Propuesta De Diseño Del Sistema De Acueducto Para La Vereda El Mortiño Del Municipio De Ocaña Norte De Santander [En línea]

De otra parte, JAIME³ plantea solucionar el problema de abastecimiento de la vereda El Retiro municipio de Santa María Boyacá, con el fin de minimizar el problema de salubridad de dicho lugar; se formuló la siguiente pregunta: ¿Cómo minimizar las condiciones deficientes en las cuales se presenta la distribución del agua en la vereda El Retiro, Municipio De Santa María, Boyacá? A partir de esta pregunta de investigación se empezó el proceso de diseño del acueducto y se determinó el nivel de complejidad del corregimiento de El Retiro el cual dio como resultado un nivel de complejidad bajo, el periodo de diseño que tendrá el proyecto es de 20 años, los caudales requeridos con un valor de 24 L/s a su vez se logró un diseño del sistema de aducción y la línea de conducción del agua por gravedad

Finalmente, MELO y SALAZAR⁴. Buscaron realizar el diseño de una nueva alternativa del acueducto para el corregimiento Combia Baja, en el municipio de Pereira debido a que algunas de las redes del acueducto se han afectado por los contaminantes procedentes de actividades agrícolas, domesticas etc. Dicho acueducto se encuentra conformado por tres circuitos que abastecen toda la población; teniendo en cuenta las quebradas aledañas a la zona, para conocer la calidad del agua de las quebradas realizaron estudios que arrojaron que existen agentes contaminantes que hacen que esta agua procedente de las quebradas no es muy apta para el consumo. Por tal motivo una de las conclusiones realizadas por las personas anteriormente mencionadas fue: *“Es necesario la asistencia técnica de control y vigilancia de la Secretaria de Salud y de Acuacombia en la realización del mantenimiento de los pozos sépticos de la zona con el fin de reducir los riesgos de contaminación sobre la calidad del agua para consumo humano.”*

<http://repositorio.ufpso.edu.co:8080/dspaceufpso/bitstream/123456789/353/1/24517.pdf>. [consultado el 24 de Febrero del 2015.].

³ JAIME ROA, Pedro Arbey. Diseño de acueducto vereda el Retiro, Municipio de Santa María-Boyacá [En línea] <http://repository.lasalle.edu.co/bitstream/10185/15298/2/T40.08%20J199d.pdf>. [consultado el 10 de Octubre del 2014.].

⁴ MELO MORÁN, Nery Zeneida; SALAZAR VALENCIA, Diana Patricia. Diseño de un plan de contingencia para el Acueducto Rural “Acuacombia” En el corregimiento Combia Baja, Municipio De Pereira Departamento De Risaralda. [en línea] <http://repositorio.utp.edu.co/dspace/bitstream/11059/1299/1/62816M528.pdf>. [consultado el 10 de Octubre del 2014].

5. MARCO DE REFERENCIA

5.1. MARCO CONCEPTUAL

Nivel de Complejidad.

Es el grado de complejidad que tiene el sistema de agua potable y saneamiento básico. En Colombia existen 4 niveles de complejidad que dependen de:

- ✓ Número de habitantes que haya en la localidad.
- ✓ Capacidad económica de los habitantes.
- ✓ Grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto.

Tabla 1. Asignación del nivel de complejidad.

Nivel de complejidad	Poblacion en la zona urbana (habitantes)	Capacidad economica de los usuarios
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Medio Alto
Alto	> 60000	Alto

Fuente: Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Título A.-Tabla A.3.1.

Para los diseños de acueducto es necesario realizar una proyección de la población con el fin de determinar la cantidad de habitantes que contarán con el sistema teniendo en cuenta el periodo de diseño.

Periodo de diseño.

Será el lapso de tiempo en años hacia el futuro para el cual se diseñan las obras de acueducto y alcantarillado, se establece teniendo en cuenta factores como:

- ✓ La vida útil probable de la estructura y equipos.
- ✓ La tasa de crecimiento de la población en la localidad.
- ✓ El funcionamiento de las obras en los primeros años.

Tabla 2. Periodo de diseño segun el nivel de complejidad del sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño máximo
Bajo, Medio y Medio alto	25 años
Alto	30 años

Para la determinación de la demanda de los sistemas tanto de acueducto como alcantarillado, se tiene en cuenta la dotación, la cual depende también del nivel de complejidad del sistema.

Tabla 3. Dotaciones

Nivel de complejidad del sistema	Dotacion neta máxima para poblaciones con clima Frio o Templado (L/hab.día)	Dotacion neta máxima para poblaciones con clima Cálido (L/hab.día)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

Fuente: Resolución 2320/ 2009. Tabla 9.

Con base a la demanda se determina el caudal medio diario (Q md), caudal máximo diario (QMD) y caudal máximo horario (QMH).

Caudal medio diario.

Ecuación 1

$$Q_{md} = \frac{P * D_b}{86400 \text{ seg}}$$

Donde

P= población proyectada.

Db= Dotación bruta, se expresa,

Ecuación 2

$$D_b = \frac{D_n}{1 - \% \text{ perdidas}}$$

Caudal máximo diario (QMD)

Ecuación 3

$$Q_{MD} = Q_{md} * K_1$$

Donde

K_1 = coeficiente de consumo máximo diario, se determina según el nivel de complejidad del sistema.

Tabla 4. Coeficiente de consumo máximo diario (K1), según nivel de complejidad del sistema.

Nivel de complejidad	coeficiente K1
Bajo	1,3
Medio	1,3
Medio Alto	1,2
Alto	1,2

Fuente: Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Título B -Tabla B.2.5

Caudal máximo horario (QMH)

Ecuación 4

$$Q_{MH} = Q_{MD} * K_2$$

Donde

K_2 = coeficiente de consumo máximo horario, se determina según el nivel de complejidad del sistema.

Tabla 5. Coeficiente del consumo máximo horario (K2) según el nivel de complejidad.

Nivel de complejidad	Red menor de distribución	red secundaria	red matriz
Bajo	1,6		1,8
Medio	1,6	1,5	1,65
Medio Alto	1,6	1,45	1,4
Alto	1,6	1,43	1,4

Fuente: Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Título B -Tabla B.2.6

Para la estimación o proyección de la población se tienen 4 métodos de cálculos que pueden ser empleados según el nivel de complejidad del sistema.

Tabla 6. Métodos de cálculo permitidos en la proyección de poblaciones según el nivel de complejidad del sistema

Método	Nivel de complejidad del Sistema			
	Bajo	Medio	Medio-Alto	Alto
Aritmético	x	x		
Geométrico	x	x	x	x
Exponencial	x	x	x	
Comparativo o gráfico	x	x	x	

Fuente: Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000)

Se pueden calcular cada uno de estos métodos aplicando sus respectivas ecuaciones.

Método aritmético.

Este método tiene en cuenta un crecimiento balanceado por la mortalidad e emigración de la población. Se halla la tasa de crecimiento que ha tenido la localidad (K_a). Para su cálculo se emplea la siguiente ecuación.

Ecuación 5

$$K_a = \left(\frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \right)$$

Donde

P_{uc} = Población del último censo

P_{ci} = Población del censo inicial.

T_{uc} = Año correspondiente al último censo.

T_{ci} = Año correspondiente al censo inicial

Método Geométrico.

Se utiliza en poblaciones que posee importantes áreas de expansión. Es el método que más se acerca al crecimiento vegetativo de los pueblos. Se basa en la fórmula de interés compuesto.

Ecuación 6

$$P_2 = P_1(1 + r)^n$$

$$\log P_2 = \log P_1 + n \log(1 + r)$$

$$\log(1 + r) = \frac{\log P_2 - \log P_1}{n}$$

Donde

P_2 = Población último censo.

P1= Población primer censo.

n = Número de años entre los censos.

Método exponencial.

Requiere mínimo tres censos poblaciones, y se utiliza en áreas de gran expansión.

Ecuación 7

$$\ln P_2 = \ln P_1 + K (T_f - T_{uc})$$

Donde

K= coeficiente de la tasa de crecimiento, se define

$$k = \left(\frac{L_n P_{up} - L_n P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \right)$$

P_{up} = Población del censo posterior.

P_{ca} = Población del censo anterior.

T_{cp} = Año censo posterior.

T_{ca} = Año censo anterior.

De igual forma es necesario tener conocimiento de varios conceptos requeridos especialmente en saneamiento básico, los cuales se requieren en todos los procesos tanto de construcción y diseño de los sistemas, a continuación se mencionan los componentes de un sistema de acueducto:

5.1.1. Fuentes de abastecimiento de aguas.

La fuente de abastecimiento de agua es el lugar donde se obtiene el agua de una manera natural, la cual se va a distribuir a las viviendas, pueden ser ríos, lagos, quebradas, pozos etc.

El agua de los ríos en algunas ocasiones es coloreada, turbia y están expuestas a la contaminación porque en algunos casos reciben las descargas de las aguas residuales. En el caso de las quebradas el agua procedente de estas son limpias y puras, cuando se toma directamente desde su estado natural es una agua apta para el consumo humano, sin embargo el agua de la quebrada está expuesta a la contaminación por acción eventual, lo que hace que no sea del todo apta para la población y sea necesario la instalación de plantas de potabilización.

5.1.2. Captación.

La captación está conformada por estructuras que permiten la obtención del agua desde la fuente natural (ríos, quebradas, lagos etc.).

Dependiendo de la fuente de abastecimiento se derivan los tipos de captación como:

- ✓ **Ríos o quebradas:** para este tipo de fuente se implementan:
 - Bocatomas de fondo o bocatoma sumergida para ríos pequeños.
 - Bocatoma lateral para ríos o quebradas con un régimen estable.
 - Bocatoma flotante para ríos de flujo variable o quebradas de régimen estable.
 - Torres de forma para ríos con caudales de gran anchura.
- ✓ **Lagos, mares y embalses:** se tiene en cuenta:
 - Torre de fondo por tubería.
 - Bocatoma flotante.

- Toma mediante sifón para embalses con terraplenes laterales.

Teniendo en cuenta el nivel de complejidad se establece también el periodo de diseño, para el sistema de captación se tiene un periodo de diseño de:

Tabla 7. Periodo de Diseño segun el Nivel de Complejidad del Sistema

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño máximo
Bajo, Medio y Medio alto	25 años
Alto	30 años

Fuente: Resolución 2320/ 2009. Tabla 10.

El proceso de captación se suele denominar también bocatoma; Las bocatomas dentro del sistema de acueductos permiten captar el agua desde una fuente superficial y conducirla hasta el sistema de acueducto.

Todos los tipos de bocatomas deben estar protegidas con las rejillas, con el objeto de limitar el material flotante, el cual puede limitar la toma de agua requerida, el elemento base para el diseño de la bocatoma es la rejilla de captación, la cual debe ser adoptada con barras paralelas teniendo en cuenta la dirección del flujo.

Los elementos que conforman el diseño de la rejilla para la bocatoma son los siguientes.

- ✓ Caudal correspondiente al nivel de aguas mínimas en el río.
- ✓ Caudal requerido por la población.
- ✓ Nivel máximo alcanzado por el río durante las crecientes.

El largo y ancho de la rejilla depende del ancho que tenga la canaleta de aducción, sin embargo se contemplan parámetros de diseño de: Ancho mayor a 0.40 m. y la longitud de la rejilla de L mayor o igual a 0.70 m.

5.1.3. Obras de conducción.

Estas obras en un sistema de acueducto están conformadas por las tuberías que permiten la conducción del agua hasta la planta de tratamiento y a la red de distribución, ésta se denominada línea de conducción. Estas deben cumplir los diámetros exigidos por las normas y la relación del diámetro de la tubería con el diámetro de la válvula sea de 1.25, Para ello es necesario instalar válvulas de purga en sitios bajos y válvulas ventosas en los sitios elevados de la red.

Para el diseño de la línea de conducción es necesario calcular el caudal mediante la fórmula mostrada a continuación de *William-Hezen*: conducción forzada.

Ecuación 8

$$Q = 0,2785 CD^{2.63} J^{0.54}$$

Dónde:

C = coeficiente de velocidad

D = Diámetro del tubo interior (m)

J = Pendiente de la línea piezométrica. (m/m)

Los valores del coeficiente de velocidad se determinan mediante el material de la tubería como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 8 Valores de coeficiente de algunos materiales William-Hezen.

Material Tubería	C
PVC	150
Cemento	140
Concreto	130
Hierro	100

Fuente: William-Hezen. Valores coeficiente de velocidad. [En línea] <http://goo.gl/0hsc4J>. [Consultado el 13 de marzo 2015].

Tabla 9 Relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Relaciones hidráulicas para conductos circulares (n/n variable)											
Qdiseño/Qlleno	Relación	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/VD	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/RO	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	H/D	0.000	0.041	0.067	0.086	0.102	0.116	0.128	0.140	0.151	0.161
	V/VD	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
0.2	R/RO	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
	H/D	0.170	0.179	0.188	0.197	0.205	0.213	0.221	0.229	0.236	0.244
	V/VD	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
0.3	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/RO	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
	H/D	0.251	0.258	0.266	0.273	0.280	0.287	0.294	0.300	0.307	0.314
0.4	V/VD	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/RO	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.5	H/D	0.321	0.328	0.334	0.341	0.348	0.354	0.361	0.368	0.374	0.381
	V/VD	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
0.6	R/RO	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
	H/D	0.388	0.395	0.402	0.408	0.415	0.422	0.429	0.436	0.443	0.450
	V/VD	0.85	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
0.7	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/RO	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
	H/D	0.458	0.465	0.472	0.479	0.487	0.494	0.502	0.510	0.513	0.526
0.8	V/VD	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	R/RO	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.9	H/D	0.534	0.542	0.550	0.559	0.568	0.576	0.585	0.595	0.604	0.614
	V/VD	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
1.0	R/RO	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
	H/D	0.623	0.633	0.644	0.654	0.665	0.667	0.688	0.700	0.713	0.725
	V/VD	0.984	0.987	0.990	0.993	0.977	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
1.1	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/RO	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
	H/D	0.739	0.753	0.767	0.783	0.798	0.815	0.833	0.852	0.871	0.892
1.2	V/VD	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/RO	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.19
1.3	H/D	0.915	0.940	0.966	0.995	1.027	1.063	1.103	1.149	1.202	1.265
	V/VD	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
1.4	R/RO	1.172	1.164	1.150	1.136						
	H/D	1.344	1.445	1.584							

Fuente. Relaciones hidráulicas para conductos circulares. [en línea] <http://goo.gl/keU5qq>. [Consultado el 13 de marzo 2015].

5.1.4. Red de distribución.

En cuanto a la red de distribución, se le conoce como un conjunto de tuberías, accesorios y estructuras para la conducción del agua desde la planta de almacenamiento hasta los puntos donde el agua llegara (viviendas). Esta se compone de tuberías principales y tuberías secundarias, las redes principales se pueden diseñar con diámetros de 3 pulgadas y las secundarias con diámetros de 2 o ½ pulgada, se tienen en cuenta tres tipos de redes, red abierta, red cerrada y malla mixta.

La concepción del proyecto de la red de distribución debe incluir, entre otras, las siguientes actividades:⁵

- a) Definición de los caudales para el dimensionamiento de la red de distribución.
- b) Delimitación del perímetro sanitario, perímetro de servicio o del área total.
- c) Fijación de las capacidades de los tanques de distribución y compensación localizados dentro de la red de distribución.
- d) Análisis del sistema de distribución existente, con el objetivo de aprovechar eficientemente las tuberías existentes.
- e) Trazado de los conductos principales y secundarios de la red.
- f) Dimensionamiento de cada uno de las tuberías de la red. En caso de que se trate de una ampliación debe establecerse claramente cuáles de los tubos existentes deben ser redimensionados y cambiados.
- g) Localización y dimensionamiento de los equipos y accesorios destinados al funcionamiento y la operación del sistema de distribución de agua potable.
- h) Definición de las etapas de ejecución del sistema de distribución de agua potable.
- i) Especificación de las obras, los materiales y los equipos que conforman la red de distribución.

⁵ Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable Y Saneamiento Básico.Ras-2000 B.7.2 Estudios Previos Pág. B.132

5.1.5. Tanques de almacenamiento.

Estos tanques permiten almacenar el agua potable, para contar con reservas de agua. Dichas reservas se utilizan cuando la demanda de consumo es mayor, lo que permite que el suministro del agua llegue a las viviendas de manera continuo.⁶

Para su diseño es necesario tener en cuenta lo siguiente:

Determinar el nivel de complejidad, de acuerdo a esto se realiza los estudios previos (topografía y relación costo-beneficio).

Establecer el caudal de diseño de acuerdo al caudal máximo horario (QMH).

Las dimensiones del tanque deben cumplir con los parámetros requeridos por la norma que depende de la localización, costos y materiales, para garantizar seguridad y durabilidad.

La dotación del suministro debe ser restringido debe ser de 30 L y 60 L por día y por persona.

5.2. MARCO GEOGRÁFICO

5.2.1. Ubicación Puente Nacional.

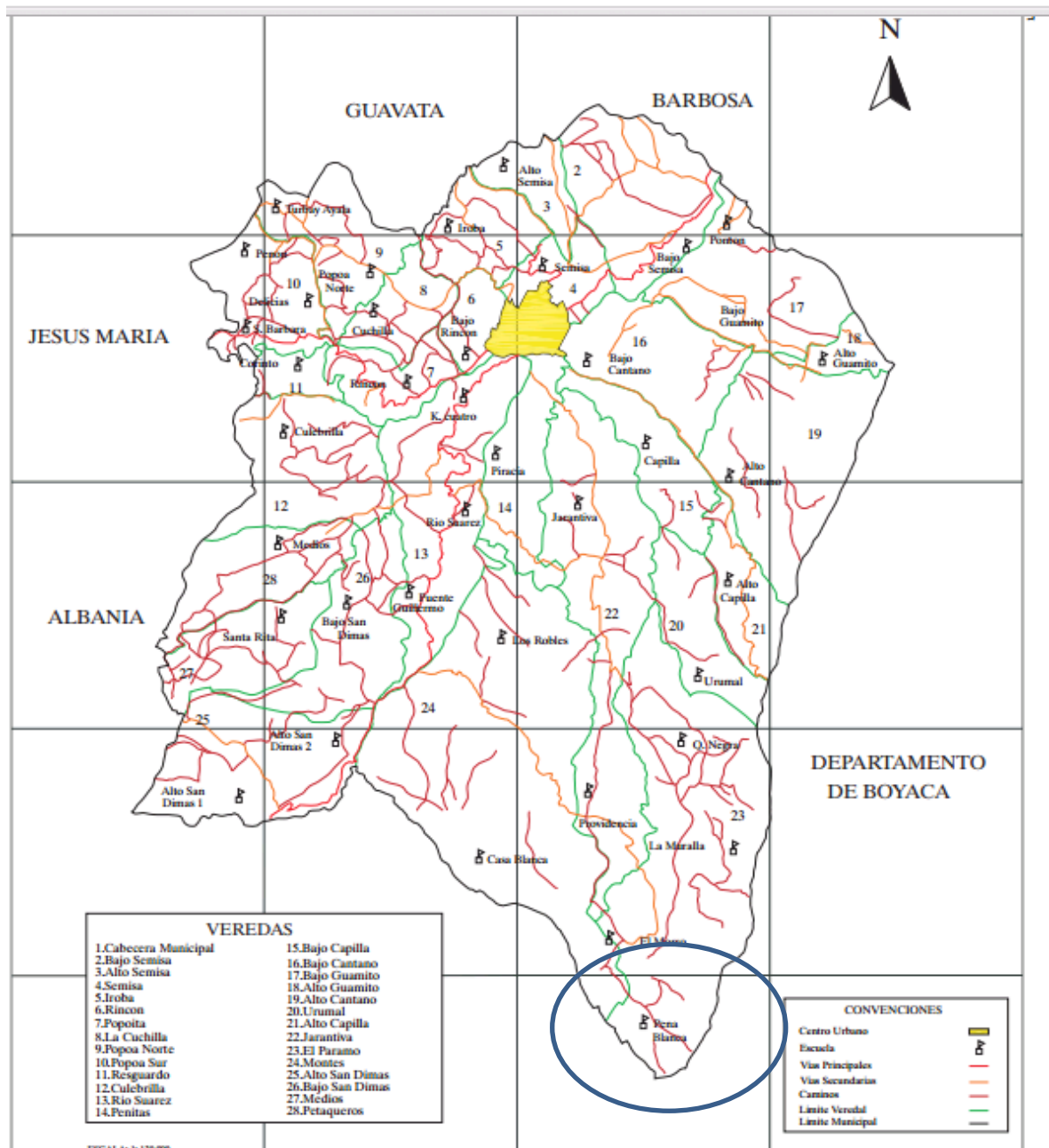
El municipio de Puente Nacional se encuentra ubicado al Sur del Departamento de Santander a una distancia de 157 Km de la Capital del País, con una altitud 1625 msnm y una temperatura de 19°C. Geográficamente pertenece a la cuenca del Rio Suarez.

Limita al Norte con Guavatá y Barbosa, al Oriente con Moniquira y Santa Sofía - Boyacá, al Sur con Saboyá - Boyacá y al Occidente con Albania y Jesús María.

⁶ Ministerio De Desarrollo Económico Dirección De Agua Potable Y Saneamiento Básico. Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable Y Saneamiento Básico.RAS-2000 B.9. Tanques de almacenamiento y compensación.

Su población actual es 12.476 habitantes, cuenta con una extensión total de 24.839 Ha Km², su extensión área urbana es de 292 Ha Km² y área rural de 24.547 Ha Km².

Mapa 1. Mapa Político Municipio Puente Nacional – Departamento de Santander.

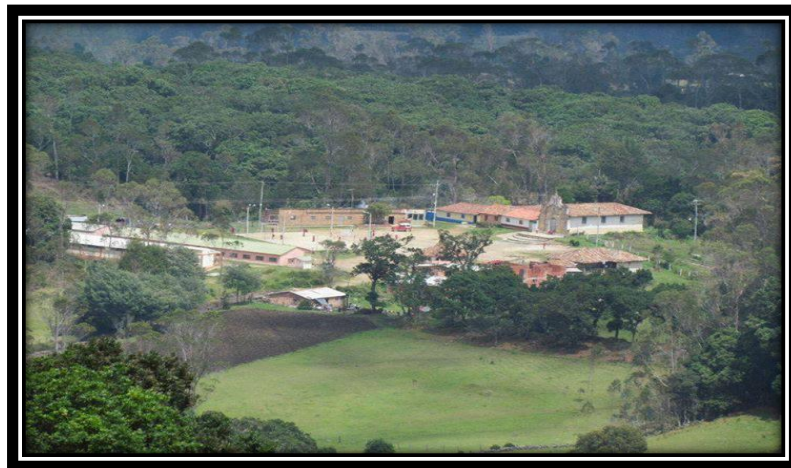


Fuente: cartografía I.G.A.C. [en línea] http://www.puentenacional-santander.gov.co/apc-aa-files/39663831653063373561303536346431/Mapa30_mapa_politico.pdf. Citado 24 de Marzo del 2015

5.2.2. Localización Peña Blanca.

Peña Blanca es una vereda que está localizada en el Municipio de Puente Nacional del Departamento de Santander, a una latitud de 5.73667 y una longitud de -73.6461; Se encuentra a una altitud de 2800 msnm perteneciente al colegio de Peña Blanca y su temperatura es de aproximadamente de 12 °c. Tiene una distancia con la cabecera municipal de 28 km.

Figura 1 Caserío Peña Blanca.



Fuente: Autores. Mayo del 2014.

5.2.3. Vegetación y uso del suelo.

Esta región es bastante montañosa y su vegetación es abundante donde cuenta con grandes nacimientos de quebradas entre ellas se encuentran la quebrada de Otero, Agua Blanca y La Negra, las cuales aportan gran suministro de agua a la vereda y al municipio de Puente Nacional. Las tierras son de uso únicamente para el cultivo de papa, curubo, mora etc., como también para hortalizas y hay poca producción de ganadería. La población además cuenta con pequeñas microempresas de queso y almojábana.

Para llegar a esta vereda se hace por medio de dos vías de acceso con carreteras destapadas, debido al mal estado de la carretera es más usado el transporte por

medio de caballo ya que no cuenta con un servicio público de transporte diario. Para Peña Blanca la primera carretera parte desde la central de puente otero hasta Fandiño y de ahí va hasta el municipio de Santa Sofía (Boyacá)⁷

5.2.4. Referencias geológicas.

La falla de Peña Blanca de tipo transurrencia dextral se expresa con replegamiento de rocas en la cuchilla de Peña Blanca, igualmente al sur del Municipio en la Quebrada Negra. La geomorfología del Municipio está definida por dos procesos de modelamiento claros; la formación de sinclinales y anticlinales estructural compresivos y la denudación y erosión que forman el paisaje de colinas, valles suaves inclinados y colinas abruptas y suaves, además de factores hídricos de formación con movimientos y depósitos de origen aluvial, propios de movimientos de remoción en masa. Presenta un suelo ondulado (Lomas) donde son unidades similares al colimado pero con simas mucho más amplias y pendientes en laderas entre 8 y 16%, su buzamiento ha permitido la generación de suelos residuales espesos.⁸

Figura 2 Cresta de Gallo Vereda Peña Blanca.



Fuente: Autores. Mayo del 2014

⁷ Colegio Peña Blanca [en línea] <http://sedeacpb.wordpress.com/inicio>. [citado desde el 27 de febrero del 2014]

⁸ Alcaldía de Puente Nacional.[en línea] http://puentenacional-santander.gov.co/apc-aa-files/30616136343230343562346565376263/DIAGNOSTICO_RURAL3.PDF. [citado el 27 de febrero del 2014]

5.2.5. Límites de la vereda.

Peña blanca limita al norte con las veredas Jarantivá y el Monte, al oriente con el municipio de Santa Sofía (Boyacá), al sur con el municipio de Saboya y al occidente con la vereda Monte sector Morro. En las siguientes imágenes se apreciará los límites que presenta hacia otras veredas y municipios.⁹

Mapa 2 Límites de la vereda Peña Blanca.



Fuente: Google Maps. [en línea] <http://goo.gl/VZRd8B>. [citado el 2 de abril del 2014]

⁹ Ob. Cit. Colegio Peña Blanca [en línea] <http://sedeacpb.wordpress.com/inicio>. [citado desde el 27 de febrero del 2014]

Mapa 3 Ubicación Geográfica.



Fuente: Google Maps. [En línea] <http://goo.gl/dqdo87> [citado el 2 de abril del 2014]

5.3. MARCO LEGAL.

5.3.1. Normatividad del RAS 2000

La normativa requerida para el diseño del sistema de acueducto se fundamenta en la resolución No. 1096 de 17 de noviembre de 2000, por la cual se adopta el Reglamento Técnico DEL Sector De Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS)

En el RAS 2000 se encuentran todos los principios básicos y específicos para el diseño del sistema de acueducto y alcantarillado. Para el caso de los sistemas de acueductos se cuenta con el título B, en el cual se establecen todos los parámetros necesarios tanto mínimos como máximos al momento de la realización de estos.

5.3.2. Decreto 1575/2007

El decreto 1575/2007 hace referencia al sistema de protección y normas técnicas de calidad del agua potable. Tiene como objeto principal dar a conocer las normas físicas, químicas y microbiológicas de la calidad del agua potable, teniendo en cuenta los valores permitidos de las diferentes características mencionadas anteriormente que puede contener el agua.¹⁰

5.3.3. Resolución 2320/2009

Resolución 2320/2009 el cual modifica la resolución 1096 de 2000 del reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico RAS. Artículo 69 que corresponde al periodo de diseño según el nivel de complejidad del sistema de acueducto y alcantarillado. Artículo 67 que concierne a dotaciones según la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante.¹¹

¹⁰ Decreto 576 de 1998 [en línea]

<http://www.alcaldiabogota.gov.co/sisjur/normas/Norma1.jsp?i=1327>

¹¹ Resolución 2320 de 2009 [en línea]

<http://www.alcaldiabogota.gov.co/sisjur/normas/Norma1.jsp?i=38487>

6. DISEÑO METODOLOGICO

6.1. ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN

Para el diseño de acueducto en la Vereda Peña Blanca es importante recopilar algunos datos e información que sirva para determinar qué tan apto es el diseño de este sistema para la población de esta vereda; además es importante tener a mano y determinar datos estadísticos que demuestre la viabilidad y efectividad del mismo como lo son : descripción de la calidad del agua, condiciones de terreno, descripción de la cantidad de habitantes por vivienda; cálculos de caudales, cálculo de la longitud de las tuberías dependiendo la ubicación de las casas, nivel de complejidad, por lo tanto el enfoque de investigación a trabajar es cuantitativo.

6.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación que se va a desarrollar será de tipo proyectiva teniendo en cuenta que se desea dar solución al problema de captación del agua en la vereda Peña Blanca. Para realizar dicha investigación es necesario conocer las características propiamente de la vereda, su población, quebradas etc., para el correcto diseño del acueducto.

6.3. FASES DE LA INVESTIGACIÓN

FASE I. Condiciones Actuales.

- ✓ Como primera fase se tiene la recopilación de información de acuerdo a:
 - Las condiciones del sistema de captación y distribución del agua actualmente.
 - Observación y descripción de las condiciones de la red de conducción del líquido hacia las viviendas.

FASE 2. Diseño del acueducto

- ✓ Como segunda fase para el diseño se tendrá en cuenta:
 - la cantidad de Habitantes, para conocer el nivel de complejidad de la vereda Peña Blanca.
 - Determinación del caudal de diseño, mediante medición de ancho y profundidad de la quebrada, teniendo en cuenta la velocidad del río y su respectiva área mojada.
 - Proyección de población, teniendo en cuenta el método geométrico.
 - Fuente de abastecimiento a partir del caudal mínimo de la quebrada Otero.
 - Tipo y ubicación de la bocatoma, en relación a la topografía.
 - Cálculos hidráulicos como diseño de bocatoma, canaleta de aducción, desarenador, línea de conducción.

7. RESULTADOS Y ANALISIS

7.1. Descripción de las condiciones actuales del sistema de Captación y distribución del agua en la Vereda Peña Blanca

Los habitantes de la vereda Peña Blanca cuentan con dos fuentes de captación y distribución del agua como son la quebrada Otero y los pozos excavados.

a) Captación desde el pozo excavado.

En la vereda debido a la falta de un acueducto la población se ve obligada a tomar el agua desde varios puntos, de acuerdo a lo observado, un punto es un **pozo excavado** con coordenadas (1047077.01800 E, 1125990.40030 N) cercano a una vivienda con un ancho de 2.70 m, una profundidad de 0.74 m y una distancia de 120 m a la vivienda. Debido a la ubicación y pendiente del pozo el agua se puede conducir por gravedad. Las condiciones del agua procede de las aguas lluvias, se observa que es clara e inoloro. Cercano a este pozo se evidenció la presencia de ganado.

Figura 3 Pozo excavado vereda Peña Blanca.



Fuente: Autores. Febrero del 2015

Aforo de Caudal por el método Volumétrico

Para conocer el caudal que se transporta desde el pozo hasta las viviendas se realizó el aforo de caudal por el método volumétrico, que consiste en disponer de un recipiente de volumen conocido y tomar el tiempo de llenado, dividiendo estos valores se obtiene el caudal del pozo excavado, para este caso se utilizó un recipiente de 5 litros y un cronómetro (ver figura 4) tomando cinco registros de tiempo para obtener el tiempo promedio de llenado del recipiente de 5 litros. Tabla 10.

Figura 4 Aforo Caudal Método Volumétrico



Fuente: Autores. Febrero del 2015.

Tabla 10. Caudal por el método volumétrico

Volumen (L)	Tiempo (s)
5	36,12
5	34,87
5	37,14
5	35,18
5	36,33
Promedio tiempo	35,928
Caudal L/S	0,139167

Ya obtenidos los datos necesarios se procede a realizar el siguiente cálculo:

Ecuación 9

$$Q = \frac{V}{t} \quad \text{Donde:}$$

$V = \text{volumen del tanque (litros)}$

$$Q = \text{caudal} \left(\frac{\text{litros}}{\text{seg}} \right)$$

$t = \text{tiempo (seg)}$

$$Q = \frac{5 L}{35.928 s}$$

$$Q = 0.139 L/s$$

b) Captación desde la quebrada otero

La quebrada Otero fuente principal de abastecimiento de la vereda tiene un ancho de 2 m en donde se encuentra un viejo tanque de almacenamiento que actualmente no se encuentra en funcionamiento, de ahí se denota una primera manguera, donde información obtenida por un habitante esta comunica hacia la escuela de Peña Blanca. Además al observar la quebrada se ve que esta tiene formación de espuma debido al contenido de salinidad, detergentes y con turbiedad.

Figura 5. Quebrada Otero.



Fuente: Autores. Febrero del 2015

7.1.2. Descripción del sistema de distribución de la quebrada.

Dentro de los sistemas utilizados como distribución en la vereda se encuentra el suministro del líquido mediante mangueras, las cuales proceden desde la quebrada Otero y algunos pozos excavados cercanos a las viviendas.

Distribución del agua procedente de la quebrada Otero.

Algunas de las viviendas de la vereda Peña Blanca toman el agua para su consumo directamente de la quebrada Otero, dicha distribución se realiza mediante la implementación de mangueras que se encuentran debidamente ubicadas en sectores de mayor cauce de la quebrada. Algunas de estas se encuentran sobre la superficie de la quebrada y son conducidas a cada una de las viviendas, de igual manera se ubican mangueras enlazadas entre los arbustos, las cuales obtienen el agua de la parte alta de la quebrada. (Ver Figura 6 y Figura 7.)

El sistema de distribución con mangueras permite que el agua llegue de manera continua a cada vivienda, sin embargo en algunos de los tramos dichas

mangueras conectadas a la quebrada están expuestas a sufrir fallas o rupturas debido a que se encuentran expuestas al paso del ganado y demás animales, ya que están propiamente sobre el suelo sin ningún tipo de protección.(Ver Figura 8 y Figura 9)

Aunque el agua de la quebrada aparentemente no presenta ningún tipo de olor, sabor, los habitantes de la vereda Peña Blanca hierven el agua para el consumo diario y utilizan directamente el agua de la quebrada para aseo, riego y abastecimiento del líquido para los animales.

Figura 6 Fotografía quebrada Otero, Aguas arriba de la quebrada.



Fuente: Autores. Febrero del 2015

Figura 7 Fotografía quebrada Otero, mangueras apoyadas en los arbustos.



Fuente: Autores. Febrero del 2015

Figura 8. Fotografía quebrada Otero, mangueras superficiales expuestas al paso de animales.



Fuente: Autores. Febrero del 2015

Figura 9. Fotografía de mangueras expuestas a fallas por paso del ganado.



Fuente: Autores. Febrero del 2015

7.1.3. Distribución del agua mediante mangueras procedentes de pozos excavados.

Otra parte de la población rural de Peña Blanca, cuentan con el suministro del líquido mediante los pozos excavados diseñados y contruidos por la misma comunidad, estos pozos se ubican cerca de las viviendas de donde se procede a realizar la distribución mediante la unión de mangueras las cuales llevan el líquido a la vivienda de una manera segura, ya que estas se encuentran localizadas en la parte alta de unos postes en madera utilizados como soporte para el sostenimiento de las mismas.(Ver figura 10.)

Figura 10. Mangueras procedentes de los pozos profundos.



Fuente: Autores. Febrero del 2015

Al estar estas ubicadas en la parte alta no se corre el riesgo de que los animales en especial el ganado y los caballos las pisen o las cambien de lugar. Así mismo como viene con una altura específica, es más fácil la unión de las mangueras con los tanques de almacenamiento que tienen algunas viviendas. (Ver Figura 11)

Figura 11. Tanque de almacenamiento sobre de las viviendas en Peña Blanca.



Fuente: Autores. Febrero del 2015

7.2. Periodo de diseño para el acueducto rural de la vereda Peña Blanca.

La población actual de Peña Blanca es de 618 habitantes (según información entregada por afiliaciones del Sisben) al proyectarla nos da un valor de 734 habitantes, donde la ubica en un Nivel De Complejidad Bajo menor a 2500 habitantes según Tabla 11 (Periodo de diseño segun el nivel de complejidad del sistema) RAS, por lo tanto el periodo de diseño correspondiente es de 25 años.

Tabla 11 #Habitantes Vereda Peña Blanca

# HABITANTES	ZONA	VEREDA	#CASAS
6	3	Peña Blanca	1
7	3	Peña Blanca	2
5	3	Peña Blanca	3
5	3	Peña Blanca	4
7	3	Peña Blanca	5
4	3	Peña Blanca	6
4	3	Peña Blanca	7
5	3	Peña Blanca	8
3	3	Peña Blanca	9
4	3	Peña Blanca	10
3	3	Peña Blanca	11
7	3	Peña Blanca	12
2	3	Peña Blanca	13
8	3	Peña Blanca	14
3	3	Peña Blanca	15
3	3	Peña Blanca	16
3	3	Peña Blanca	17
3	3	Peña Blanca	18
4	3	Peña Blanca	19
5	3	Peña Blanca	20
3	3	Peña Blanca	21
4	3	Peña Blanca	22
4	3	Peña Blanca	23
5	3	Peña Blanca	24
2	3	Peña Blanca	25
9	3	Peña Blanca	26
6	3	Peña Blanca	27
5	3	Peña Blanca	28
3	3	Peña Blanca	29
4	3	Peña Blanca	30
4	3	Peña Blanca	31

7	3	Peña Blanca	32
6	3	Peña Blanca	33
8	3	Peña Blanca	34
5	3	Peña Blanca	35
4	3	Peña Blanca	36
7	3	Peña Blanca	37
4	3	Peña Blanca	38
4	3	Peña Blanca	39
5	3	Peña Blanca	40
4	3	Peña Blanca	41
8	3	Peña Blanca	42
4	3	Peña Blanca	43
3	3	Peña Blanca	44
4	3	Peña Blanca	45
6	3	Peña Blanca	46
3	3	Peña Blanca	47
5	3	Peña Blanca	48
3	3	Peña Blanca	49
6	3	Peña Blanca	50
6	3	Peña Blanca	51
6	3	Peña Blanca	52
5	3	Peña Blanca	53
7	3	Peña Blanca	54
3	3	Peña Blanca	55
5	3	Peña Blanca	56
3	3	Peña Blanca	57
3	3	Peña Blanca	58
4	3	Peña Blanca	59
2	3	Peña Blanca	60
5	3	Peña Blanca	61
6	3	Peña Blanca	62
3	3	Peña Blanca	63
7	3	Peña Blanca	64
5	3	Peña Blanca	65
4	3	Peña Blanca	66
6	3	Peña Blanca	67
3	3	Peña Blanca	68
4	3	Peña Blanca	69
5	3	Peña Blanca	70
6	3	Peña Blanca	71
6	3	Peña Blanca	72
5	3	Peña Blanca	73
5	3	Peña Blanca	74
5	3	Peña Blanca	75
4	3	Peña Blanca	76
4	3	Peña Blanca	77
2	3	Peña Blanca	78
4	3	Peña Blanca	79
8	3	Peña Blanca	80
6	3	Peña Blanca	81

4	3	Peña Blanca	82
5	3	Peña Blanca	83
5	3	Peña Blanca	84
5	3	Peña Blanca	85
6	3	Peña Blanca	86
3	3	Peña Blanca	87
4	3	Peña Blanca	88
5	3	Peña Blanca	89
3	3	Peña Blanca	90
6	3	Peña Blanca	91
6	3	Peña Blanca	92
8	3	Peña Blanca	93
3	3	Peña Blanca	94
5	3	Peña Blanca	95
5	3	Peña Blanca	96
3	3	Peña Blanca	97
4	3	Peña Blanca	98
4	3	Peña Blanca	99
3	3	Peña Blanca	100
4	3	Peña Blanca	101
6	3	Peña Blanca	102
4	3	Peña Blanca	103
4	3	Peña Blanca	104
7	3	Peña Blanca	105
9	3	Peña Blanca	106
6	3	Peña Blanca	107
4	3	Peña Blanca	108
8	3	Peña Blanca	109
2	3	Peña Blanca	110
6	3	Peña Blanca	111
5	3	Peña Blanca	112
3	3	Peña Blanca	113
3	3	Peña Blanca	114
4	3	Peña Blanca	115
5	3	Peña Blanca	116
5	3	Peña Blanca	117
6	3	Peña Blanca	118
6	3	Peña Blanca	119
5	3	Peña Blanca	120
7	3	Peña Blanca	121
3	3	Peña Blanca	122
5	3	Peña Blanca	123
4	3	Peña Blanca	124
4	3	Peña Blanca	125
4	3	Peña Blanca	126
4	3	Peña Blanca	127
5	3	Peña Blanca	128
4	3	Peña Blanca	129
6	3	Peña Blanca	130
Total			618

Fuente: Registro Afiliados Al Sisben. Febrero 2015.

7.2.1. Proyección de Población por el Método Geométrico

Se establece una tasa de crecimiento teniendo en cuenta que en esta vereda el crecimiento poblacional es mínimo y en ocasiones tiende a decrecer por lo tanto la tasa del crecimiento es del 1% dando como resultado que por cada año la población aumente entre tres a cuatro habitantes hasta los 25 años del periodo de diseño, para esto se utiliza el método geométrico tomando el siguiente valor (Ecuación 6):

$$\text{LOG}(1 + r)$$

$$r = \text{rata de crecimiento igual al 1\%}$$

$$\text{LOG}(1 + 0.01) = 0.004$$

La proyección de la población para el 2016 será:

$$\text{LOG } 2016 = \text{LOG } 2015 + (M1 * (\text{LOG}(1 + r)))$$

$$\text{LOG } 2016 = \text{LOG } 618 + (1 * (0.004)) = 2.794$$

$$2.794 \cdot 10^X = 622 \text{ HAB}$$

Al ser un diseño de complejidad bajo y que la vereda se localiza a una altitud de 2900 msnm, clima frío; La dotación neta será de 90 litros/hab*día. Arrojando los siguientes resultados mostrados en el Cuadro 1(Proyección De Población).

Cuadro 1. Proyección de Población - Demanda.

CUADRO RESUMEN DE POBLACION DEMANDA									
LOCALIDAD: Peña Blanca, Municipio de Puente Nacional						HOJA N° <u>1</u> DE <u>1</u>			
POBLACIÓN PROYECTADA				Nivel de complejidad	Dotacion neta (L/hab.día)	Fecha: ABRIL/2015			
Censos	# de habitantes	metodo geometrico	poblacion diseño			Dotacion bruta	Qm	QMD	QMH
2015	618	618	618	Bajo	90	120	0,858	1,12	1,79
2016		622	622			120	0,864	1,12	1,80
2017		627	627			120	0,870	1,13	1,81
2018		631	631			120	0,876	1,14	1,82
2019		635	635			120	0,882	1,15	1,84
2020		640	640			120	0,888	1,16	1,85
2021		644	644			120	0,895	1,16	1,86
2022		649	649			120	0,901	1,17	1,87
2023		653	653			120	0,907	1,18	1,89
2024		658	658			120	0,913	1,19	1,90
2025		662	662			120	0,920	1,20	1,91
2026		667	667			120	0,926	1,20	1,93
2027		671	671			120	0,933	1,21	1,94
2028		676	676			120	0,939	1,22	1,95
2029		681	681			120	0,945	1,23	1,97
2030		685	685			120	0,952	1,24	1,98
2031		690	690			120	0,959	1,25	1,99
2032		695	695			120	0,965	1,25	2,01
2033		700	700			120	0,972	1,26	2,02
2034		705	705			120	0,979	1,27	2,04
2035		710	710	120	0,985	1,28	2,05		
2036		714	714	120	0,992	1,29	2,06		
2037		719	719	120	0,999	1,30	2,08		
2038		724	724	120	1,006	1,31	2,09		
2039		729	729	120	1,013	1,32	2,11		
2040		734	734	120	1,020	1,33	2,12		

7.3. Diseño del sistema de acueducto rural.

Determinación Caudal Máximo

La quebrada Otero fuente principal de abastecimiento para la vereda Peña Blanca cuenta con un caudal máximo de 243 L/seg. El cual fue obtenido en temporada de invierno mediante el método del flotador que consiste en tomar el tiempo de recorrido en que se demore un corcho al pasar por una distancia establecida.

En el caso de la quebrada Otero se tomó una distancia de 10 m donde se hizo registro de 10 datos de tiempo en que se demoraba el corcho en recorrer esta distancia. A continuación se muestra los datos registrados:

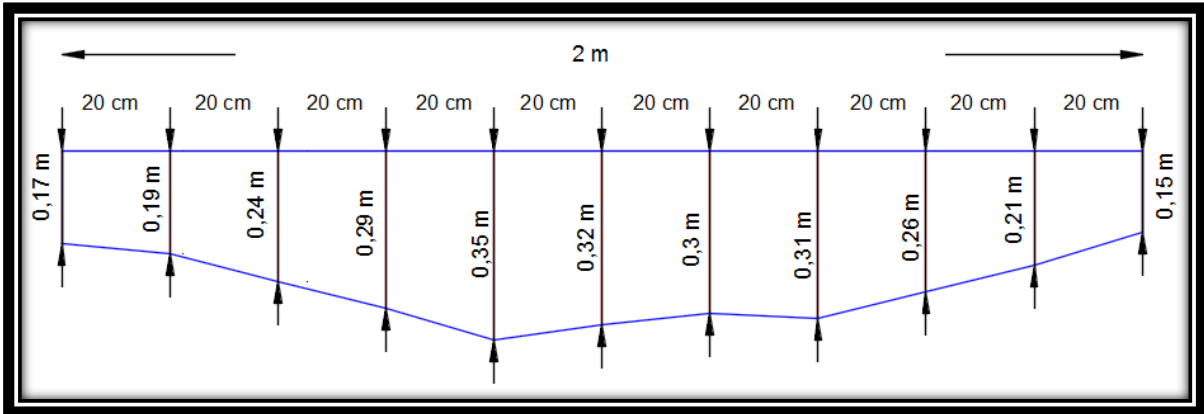
Tabla 11. Velocidad promedio de la quebrada Otero.

Velocidad		
Longitud (m)	tiempo (seg)	Velocidad (m/seg)
10	18.5	0.540540541
10	23.3	0.429184549
10	18.8	0.531914894
10	23.16	0.431778929
10	21.9	0.456621005
10	23.29	0.429368828
10	22.19	0.450653447
10	25.11	0.39824771
10	21.65	0.461893764
10	20.04	0.499001996
velocidad promedio.		0.462920566

Considerando estos valores se pudo determinar la velocidad que tiene la quebrada Otero, valor correspondiente a 0.463 m/seg.

Seguido de esto se trazó una sección transversal de 2 m de ancho con su respectiva profundidad tomada cada 20 cm, registrando 11 valores de profundidad. Tabla 11

Figura 12. Perfil y profundidad de la quebrada Otero en relación a su ancho (Tiempo de invierno)



Teniendo estos datos, se realizó el perfil de la Quebrada Otero con el fin de determinar su área y caudal.

- El área se toma de acuerdo a la profundidad promedio por el ancho de la sección transversal.

$$Profundidad\ promedio = \frac{h_1 + h_2 + h_3 \dots}{n}$$

$$P_{prom} = \frac{0,17 + 0,19 + 0,24 + 0,29 + 0,35 + 0,32 + 0,3 + 0,31 + 0,26 + 0,21 + 0,15}{11}$$

$$P_{prom} = 0,263\ m$$

$$Area = P_{prom} * ancho\ quebrada$$

$$Area = 0,263\ m * 2\ m = 0,526\ m^2$$

- Para el caudal se obtiene mediante la velocidad promedio y el área calculada anteriormente.

Ecuación 10

$$Q = V * A$$

$$Q_{max} = 0.463 \frac{m}{seg} * 0.526 m^2$$

$$Q_{max} = 0.243 \frac{m^3}{seg}$$

$$Q_{max} = 243 \frac{L}{seg}$$

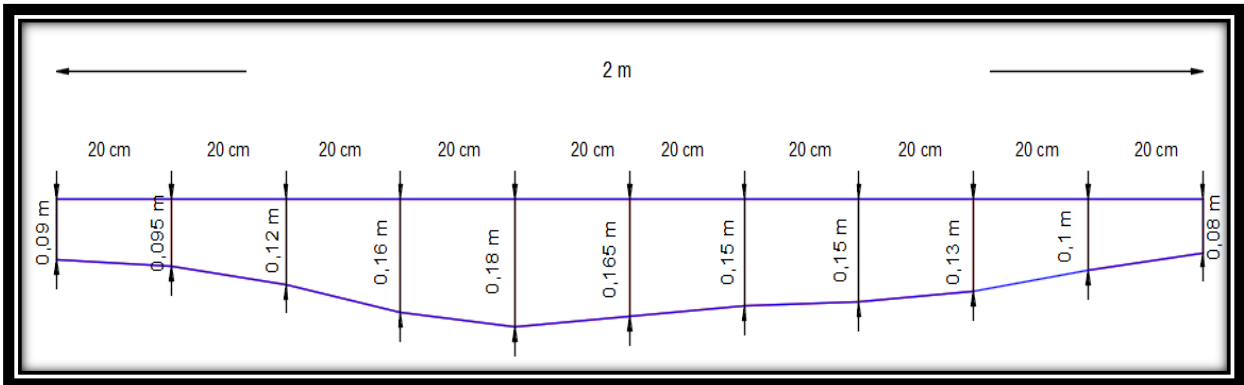
Determinación Caudal Mínimo

Luego se tomó una distancia de 8 m donde se hizo registro de 10 datos de tiempo en que se demoraba el corcho en recorrer esta distancia. Datos tomados en tiempo de verano (Enero 2015). A continuación se muestra los datos registrados:

Tabla 12. Velocidad promedio de la quebrada Otero.

Longitud (m)	Tiempo (seg)	Velocidad (m/s)
8	46	0,1739130
8	45	0,1777778
8	47,28	0,1692047
8	45,21	0,1769520
8	48	0,1666667
8	46,12	0,1734605
8	46,18	0,1732352
8	47,25	0,1693122
8	46,15	0,1733478
8	47,1	0,1698514
Velocidad promedio (m/s)		0,172372126

Figura 13. Perfil y profundidad de la quebrada Otero en relación a su ancho (Tiempo de verano)



- Área de la quebrada en temporada de verano.

$$P_{prom} = \frac{0.09 + 0.095 + 0.12 + 0.16 + 0.18 + 0.165 + 0.15 + 0.15 + 0.13 + 0.1 + 0.08}{11}$$

$$P_{prom} = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{Area} = P_{prom} * \text{ancho quebrada}$$

$$\text{Area} = 0.13 \text{ m} * 2 \text{ m} = 0.26 \text{ m}^2$$

- Para el caudal mínimo se toma la velocidad promedio y el área calculada anteriormente.

$$Q = V * A$$

$$Q_{min} = 0.1723 \frac{\text{m}}{\text{seg}} * 0.26 \text{ m}^2$$

$$Q_{min} = 0.044 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$Q_{min} = 44 \frac{\text{L}}{\text{seg}}$$

Debido a que no se tomaron datos de un caudal medio se estableció que el caudal medio era el promedio del caudal mínimo y el caudal máximo dando como resultado a 143 L/s.

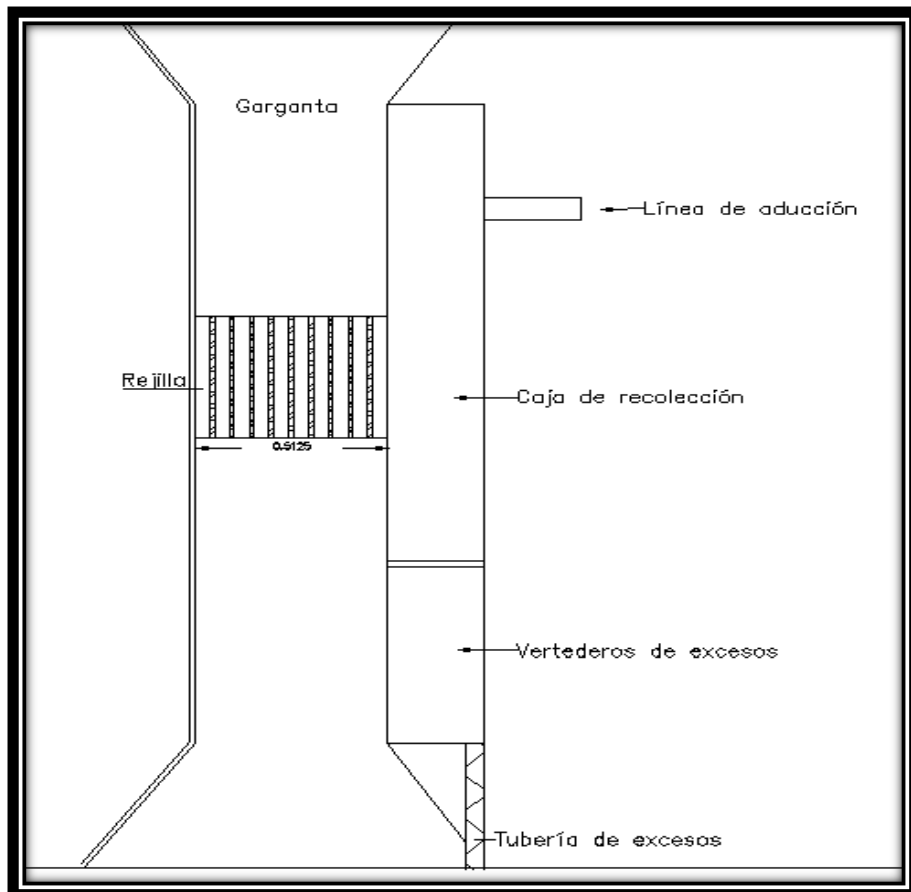
7.3.1. Diseño de la Bocatoma de Fondo.

Fuente de abastecimiento.

El Caudal Máximo Diario para el último año del periodo de diseño corresponde a:

$$Q_{MD_{2040}} = 0.00133 \frac{m^3}{seg}$$

7.3.1.1. Diseño de la presa.



Teniendo en cuenta que el ancho de la quebrada Otero corresponde a 2m, se asume un valor de L (ancho de la garganta de la presa) de 0.50 m. Definido L se procede a calcular la altura de la lámina de agua sobre la presa con el caudal de diseño.

Ecuación 11: Altura de lámina de agua sobre la presa.

$$H = \left(\frac{Q_{\text{rejilla}}}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde el caudal de la rejilla (Q rejilla) se define mediante la siguiente formula.

Ecuación 12: Caudal de la rejilla.

$$Q_{\text{rejilla}} = 2 QMD$$

$$Q_{\text{rejilla}} = 2 * 0.00133 \frac{m^3}{seg}$$

Por lo tanto

$$H = \left(\frac{(0.00266 \frac{m^3}{seg})}{1.84 * 0.50 m} \right)^{\frac{2}{3}}$$

H = la altura de la lámina de agua.

$$H = 0.020 m = 2 cm$$

Así mismo se procede al cálculo del encogimiento del chorro en la presa, esta contará con dos contracciones laterales (n).

Ecuación 13

$$L' = L - 0.1 * n * H$$
$$L' = 0.50 \text{ m} - 0.1 * 2 * 0.02 \text{ m}$$
$$L' = 0.5 \text{ m}$$

A partir de esto, se calcula la velocidad del agua a pasar sobre la rejilla (V_r) con el caudal de diseño.

Ecuación 14

$$V_r = \left(\frac{Q \text{ rejilla}}{H * L'} \right)$$
$$V_r = \left(\frac{(0.00266 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}})}{0.02 \text{ m} * 0.5 \text{ m}} \right)$$
$$V_r = 0.266 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

7.3.2. Diseño de la canaleta de aducción.

Se determina el ancho (B) que va a tener la canaleta de aducción.

Ecuación 15

$$X_s = 0.36 (V_r)^{\frac{2}{3}} + 0.60 (H)^{\frac{4}{7}}$$
$$X_s = 0.36 \left(0.266 \frac{\text{m}}{\text{seg}} \right)^{\frac{2}{3}} + 0.60 (0.02 \text{ m})^{\frac{4}{7}}$$
$$X_s = 0.213 \text{ m}$$

Ecuación 16: Ancho de la canaleta de aducción.

$$B = X_S + 0.10$$

$$B = 0.213 \text{ m} + 0.10$$

$$B = 0.313 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que el ancho de la canaleta no puede ser menos a 0.40 m, se omite el valor de 0.313 m y se establece como ancho de la canaleta de aducción 0.40 m. (Anexo 1)

7.3.3. Diseño de la rejilla

Para el diseño de la rejilla se elige el espacio (a) y diámetro (b) entre barrotes, teniendo en cuenta los parámetros establecidos por la norma.

$$40 \text{ mm} \leq a \leq 150 \text{ mm} \quad (\text{Agregados Gruesos})$$

$$10 \text{ mm} \leq a \leq 40 \text{ mm} \quad (\text{Agregados Finos})$$

La quebrada Otero arrastra agregados finos, especialmente arenas, por tanto se establece un espaciamiento de 40 mm.

Área neta. De la rejilla (Valor tentativo)

Ecuación 17 Área neta

$$An = \frac{Q_{rejilla}}{K * Vb}$$

K se toma el valor de 0.9 = flujo paralelo sobre los barrotes

$V_b = \text{velocidad del flujo sobre la rejilla} = 0.09 \frac{m}{s}$ (provisional)

$$An = \frac{0.00266 \frac{m^3}{s}}{0.9 * 0.09 \frac{m}{s}}$$

$$An = 0.0328 m^2$$

Ecuación 18 Longitud de la rejilla

$$Lr = \frac{An (a + b)}{a * B}$$

$$Lr = \frac{0.0328 m^2 (0.04 m + 0.0127m)}{0.04 m * 0.4 m}$$

$$Lr = 0.108 m \approx 0.50 m$$

Se toma el valor de $Lr = 0.50 m$ seguido a la norma debido a que el ancho de la rejilla es de $B = 0.40 m$.

Se recalcula el Área neta

Ecuación 19

$$An = \frac{a}{(a + b)} * B * Lr$$

$$An = \frac{0.04 m}{(0.04 m + 0.0127 m)} * 0.4 m * 0.5 m$$

$$An = 0.152 m^2$$

Ecuación 20 Numero de orificios

$$N = \frac{An}{a * B}$$
$$N = \frac{0.152 \text{ m}^2}{0.04 \text{ m} * 0.4 \text{ m}}$$
$$N = 10 \text{ orificios}$$

A continuación se calculan los datos reales de la rejilla teniendo en cuenta el número de orificios.

Ecuación 21: Área neta

$$An = a * B * N$$
$$An = 0.04 \text{ m} * 0.4 \text{ m} * 10$$
$$An = 0.160 \text{ m}^2$$

Ecuación 22: Velocidad del flujo sobre la rejilla

$$Vb = \frac{Q}{K * An}$$
$$Vb = \frac{0.00266 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.9 * 0.160 \text{ m}^2}$$
$$Vb = 0.018 \text{ m/s}$$

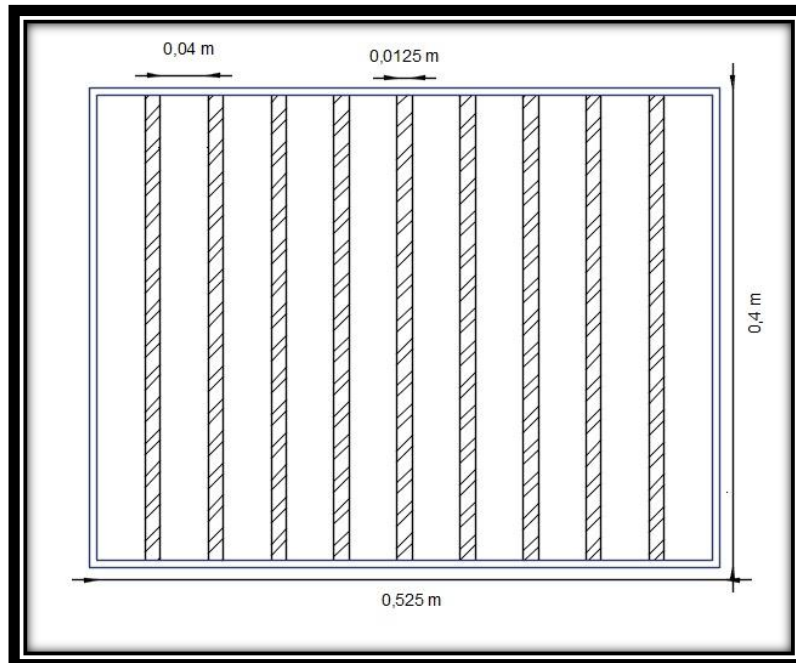
Longitud real de la rejilla (Ecuación 18):

$$Lr = \frac{An (a + b)}{a * B}$$

$$Lr = \frac{0.128 \text{ m}^2 (0.04 \text{ m} + 0.019 \text{ m})}{0.04 * 0.4 \text{ m}}$$

$$Lr = 0.525 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m}$$

Figura 14. Diseño de Rejilla.



7.3.4. Calculo de los niveles de agua dentro de la canaleta de aducción.

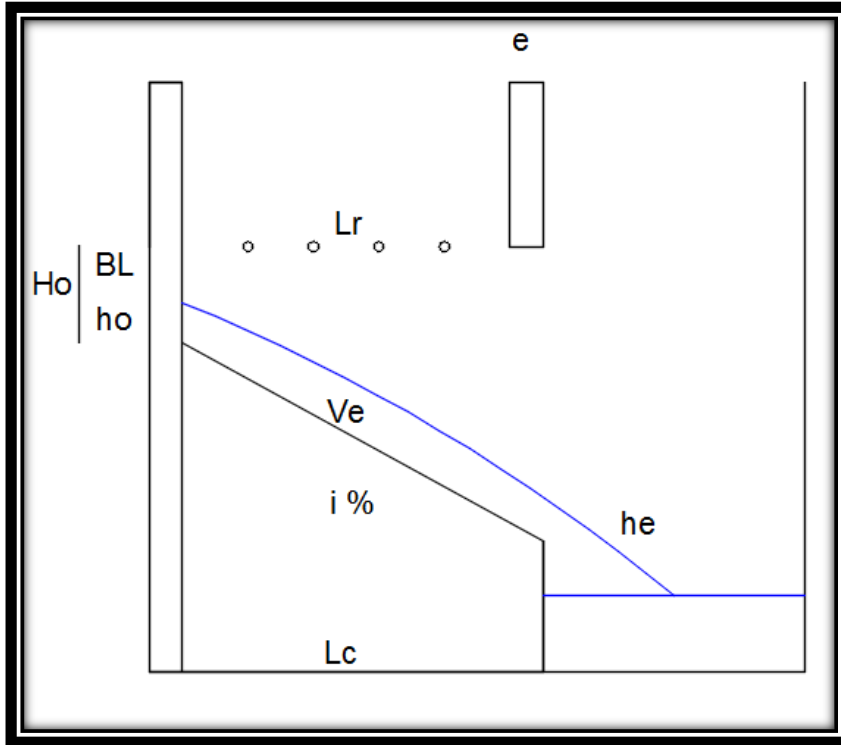
Como la entrada del caudal de la canaleta de aducción a la cámara de recolección es con descarga libre, se tiene que $h_e = h_c$.

h_e = Altura de la lámina de agua.

h_c = Altura donde arranca la lámina de agua.

e = Espesor del muro.

L_c = Longitud del canal.



En primer lugar se determina la altura Aguas abajo.

Ecuación 23: Nivel de aguas abajo

$$h_e = h_c = \left[\frac{(Q \text{ rejilla})^2}{g * B^2} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$h_e = h_c = \left[\frac{(0.00266 \frac{m^3}{seg})^2}{9.81 \frac{m}{seg^2} * (0.4m)^2} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$h_e = h_c = 0.0165 m$$

Ecuación 24: Niveles aguas arriba

$$h_o = \left[2(he)^2 + \left(he - \frac{i * L_c}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} (i * L_c)$$

Ecuación 25: Longitud del canal

$$L_c = L_r + e$$

i = pendiente de la canaleta de aduccion. Valores en 1% y 4%.

Para este caso se tomará una pendiente del 1 % debido a que el valor de la altura de la lámina de agua es bajo no se requiere el diseño con una pendiente mayor.

Donde e= espesor del muro de la presa.

$$e = 0.10 \text{ m}$$

$$L_c = 0.5 \text{ m} + 0.10 \text{ m}$$

$$L_c = 0.60 \text{ m}$$

Entonces se tiene que la altura aguas arriba es de:

$$h_o = \left[2(0.0165 \text{ m})^2 + \left(0.0165 \text{ m} - \frac{0.01 \text{ m} * 0.60 \text{ m}}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} (0.01 * 0.60 \text{ m})$$

$$h_o = 0.0234 \text{ m}$$

Se calcula la altura total.

$$H_o = h_o + BL$$

Sabiendo que BL = 0.15 m se calcula Ho.

$$H_o = 0.0234 + 0.15 \text{ m}$$

$$H_o = 0.173 \text{ m}$$

Seguidamente se determina la velocidad de arranque V_o

Ecuación 26 : Velocidad aguas arriba.

$$V_o = \frac{Q \text{ rejilla}}{h_o * B}$$

$$V_o = \frac{(0.00266 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}})}{0.0234 \text{ m} * 0.40\text{m}}$$

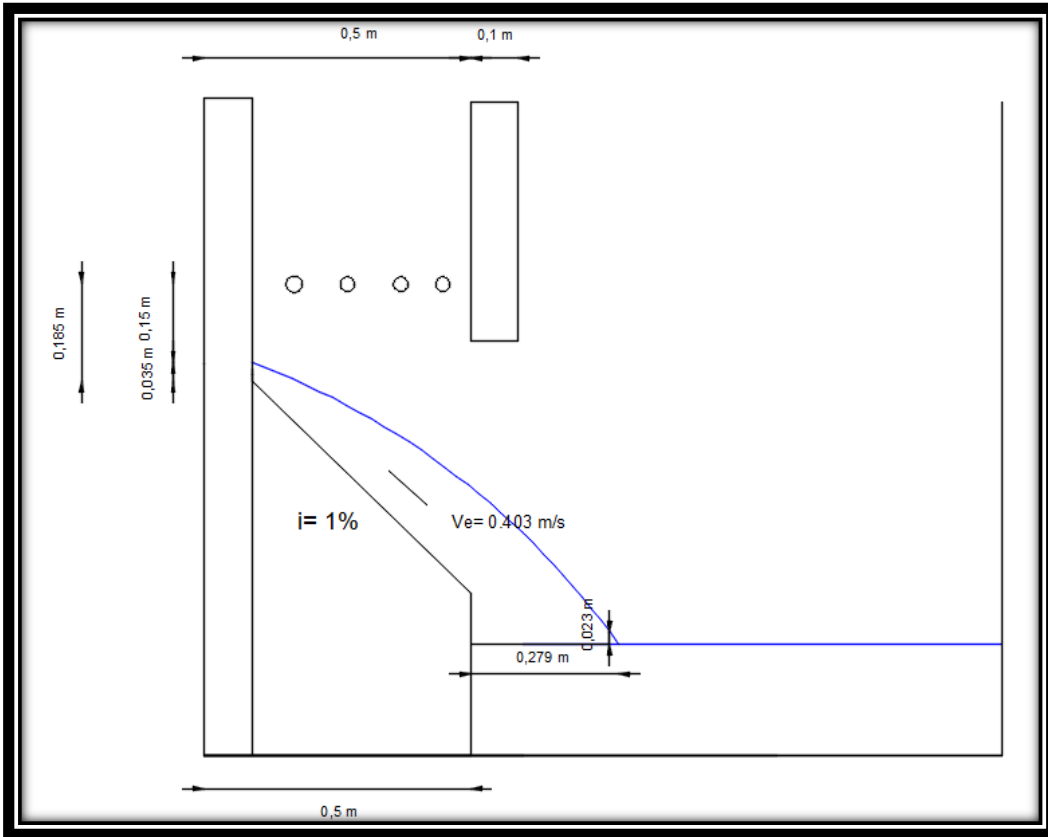
$$V_o = 0.284 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

Ecuación 27: Velocidad aguas abajo.

$$V_e = \frac{Q \text{ rejilla}}{h_e * B}$$

$$V_e = \frac{(0.00266 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}})}{0.0165 \text{ m} * 0.40\text{m}}$$

$$V_e = 0.403 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$



7.3.5. Diseño de la cámara de recolección.

Ecuación 28

$$X_s = 0.36 (V_e)^{\frac{2}{3}} + 0.60 (H_e)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.36 \left(0.403 \frac{\text{m}}{\text{seg}}\right)^{\frac{2}{3}} + 0.60 (0.0165 \text{ m})^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.253 \text{ m}$$

Ecuación 29

$$L = X_s + 0.30$$

$$L = 0.253 m + 0.30$$

$$L = 0.55 m$$

La longitud debe ser mayor o igual a 1.5 ($L \geq 1.5 m$) por lo tanto

$$L = 0.55 m \approx 1.5 m$$

Niveles de agua dentro de la presa.

Según los aforos de caudales tomados en la quebrada otero los niveles son:

$$Q \text{ minimo} = 44 \frac{L}{s} = 0.044 \frac{m^3}{s}$$

$$Q \text{ medio} = 143 \frac{L}{s} = 0.143 \frac{m^3}{s}$$

$$Q \text{ maximo} = 243 \frac{L}{s} = 0.243 \frac{m^3}{s}$$

Ecuación 30

$$\text{Nivel Minimo} = H1 = \left(\frac{Q \text{ minimo}}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Ecuación 31

$$\text{Nivel Medio} = H2 = \left(\frac{Q \text{ medio}}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Ecuación 32

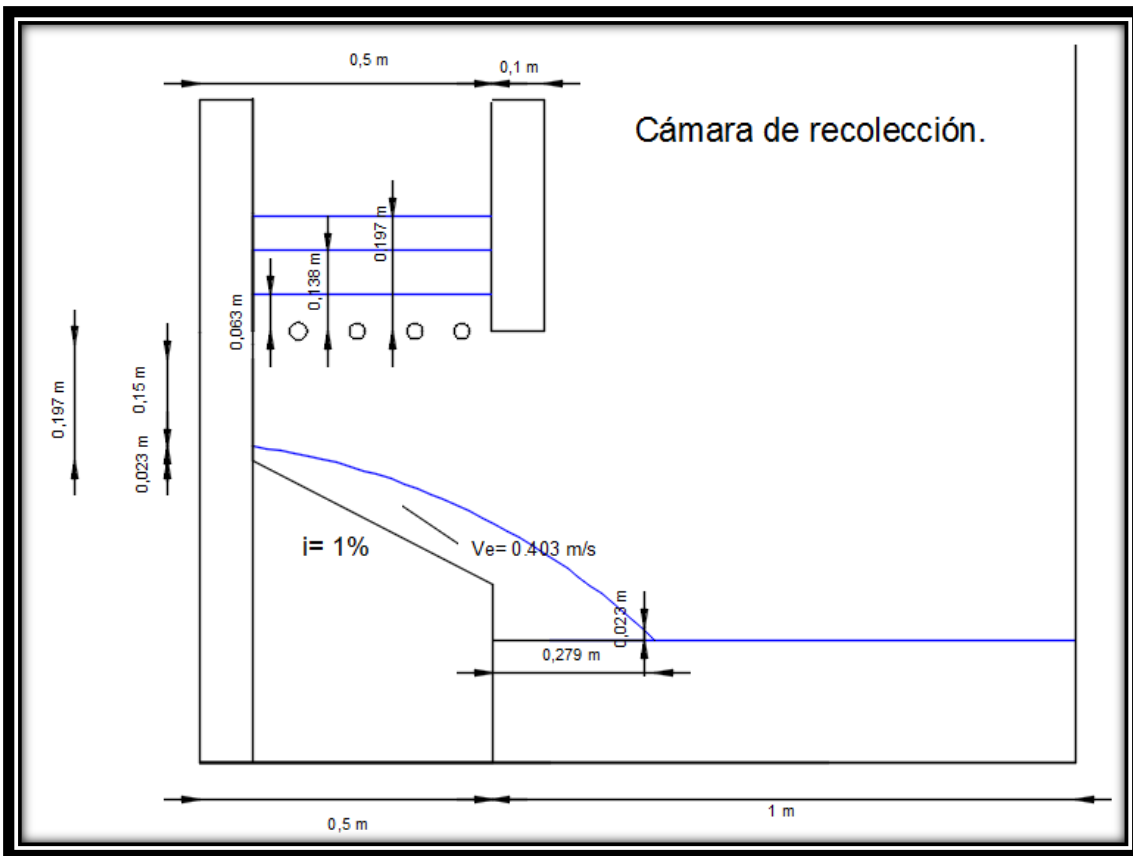
$$\text{Nivel Máximo} = H3 = \left(\frac{Q \text{ maximo}}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dando como resultado las siguientes alturas.

$$H1 = 0.063 \text{ m}$$

$$H2 = 0.138 \text{ m}$$

$$H3 = 0.197 \text{ m}$$



Observando en el plano las curvas de nivel el lugar de diseño la cota del río de la quebrada es de 3090 msnm.

Ecuación 33

$$\text{Nivel en A} = \text{cota de la quebrada} - H_o$$

$$\text{Nivel en A} = 3090 \text{ msnm} - 0.173 \text{ m}$$

Nivel en A = 3089.827 m

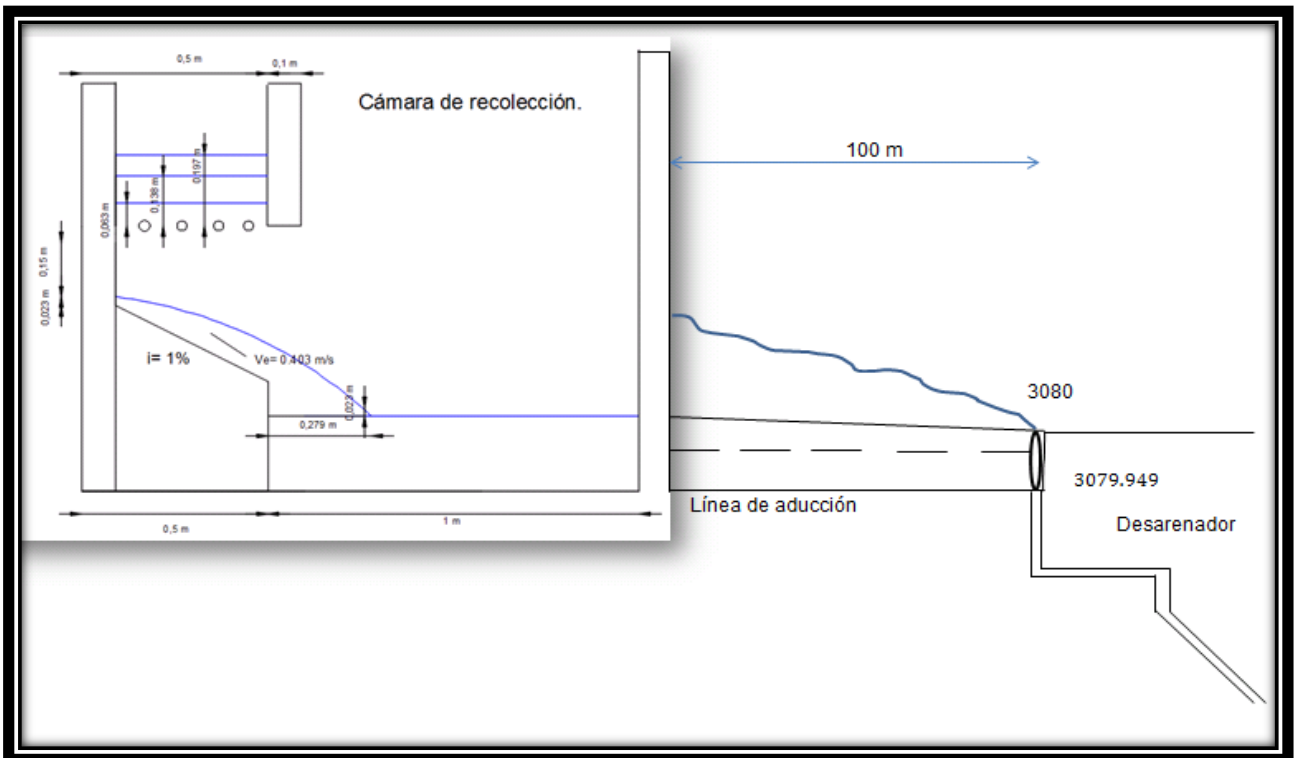
Ecuación 34

$$\text{Nivel en B} = \text{nivel A} - (i * Lc)$$

$$\text{Nivel en B} = 3089.827 \text{ m} - (0.01 * 0.60 \text{ m})$$

$$\text{Nivel en B} = 3089.821 \text{ m}$$

7.3.6. Diseño de Línea de Aducción.



Para el diseño de la línea de aducción se tienen los siguientes datos:

- Cota nivel en B: 3089.821 msnm
- Cota terreno: 3080 msnm
- L: 100 m
- BL: 0.15 m
- H1: 0.50 m valor tentativo

Ecuación 35

$$HA = H1 + BL$$

$$HA = 0.50 \text{ m} + 0.15 \text{ m}$$

$$HA = 0.65 \text{ m}$$

Ecuación 36

$$Cota \text{ superior} = cota \text{ nivel } B - HA$$

$$Cota \text{ superior} = 3089.821 \text{ m} - 0.65 \text{ m} = 3089.171 \text{ m}$$

Para el diseño de la canaleta de aducción se toma un valor tentativo del diámetro, para este caso se trabaja con un diámetro de 2".

$$Diametro \ 2" = 0.0508 \text{ m}$$

Ecuación 37

$$cota \text{ inferior} = cota \text{ del terreno} - diametro$$

$$cota \text{ inferior} = 3080 - 0.0508 \text{ m} = 3079.949 \text{ msnm}$$

Ecuación 38: Pendiente

$$S = \frac{cota \text{ superior} - cota \text{ inferior}}{L}$$

$$S = \frac{3089.171 - 3079.949}{100} = 0.184 \text{ m/m}$$

$$S = 9.22 \%$$

Diámetro para tubería a presión por formula de Hazen –William

Tubería PVC= Coeficiente de velocidad (C) = 150

Ecuación 39

$$D = \left(\frac{Q}{0.278 * C * S^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \left(\frac{0.00133 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 * 150 * 0.0922^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.0318 \text{ m}$$

Ecuación 40 Caudal a tubo lleno

$$Q = 0.312 \frac{\left((D)^{\frac{8}{3}} * (S)^{\frac{1}{2}} \right)}{n}$$

$$Q = 0.312 \frac{\left((0.0508)^{\frac{8}{3}} * (0.0922)^{\frac{1}{2}} \right)}{0.010}$$

$$Q = 0.00335 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

A continuación se establecen valores según la tabla 8.2 Relaciones hidráulicas para conductos circulares $\frac{q}{Q}$.

Ecuación 41

$$\frac{q}{Q} = \frac{1.33 \frac{l}{s}}{3.35 \frac{l}{s}} = 0.39$$

$$\frac{V}{V_0} = 0.787$$

$$\frac{d}{D} = 0.488$$

$$\frac{R}{R_0} = 0.992$$

$$\frac{H}{D} = 0.381$$

Según los datos obtenidos en la tabla de relaciones hidráulicas se determinan los valores de la velocidad y del diámetro para obtener los datos reales del H1.

Ecuación 42

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

$$V = \frac{0.00335 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \left(\frac{0.0508 \text{ m}}{4} \right)^2}$$

$$V = 1.6528 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ecuación 43

$$v = V * \left(\frac{V}{V_0} \right)$$

$$v = 1.6528 \frac{m}{s} * 0.787 = 1.3 \frac{m}{s}$$

Ecuación 44

$$d = D * \left(\frac{d}{D}\right)$$

$$d = 0.0508 m * 0.488 = 0.0247 m$$

Corrección de H1

Ecuación 45

$$H1 = d + \left(\frac{V^2}{2g}\right) * 1.5$$

$$H1 = 0.0247 m + \frac{\left(1.3 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} * 1.5$$

$$H1 = 0.153 m$$

HA Corregido (Ecuación 35):

$$HA = H1 + BL$$

$$HA = 0.153 m + 0.15 m$$

$$HA = 0.303 m$$

Definida la cota real de la cámara de recolección, se recalcula las condiciones hidráulicas. (Ecuación 36):

$$Cota superior = cota nivel en B - HA$$

$$Cota superior = 3089.821 m - 0.303 m = 3089.518 m$$

$$S = \frac{3089.518 - 3079.949}{100}$$

$$S = 0.0956 \approx 9.56 \%$$

$$D = \left(\frac{0.00133 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 * 150 * 0.0956^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.0315 \text{ m} \approx 2" = 0.0508 \text{ m}$$

Caudal a tubo lleno

$$Q = 0.312 \frac{\left((D)^{\frac{8}{3}} * (S)^{\frac{1}{2}} \right)}{n}$$

$$Q = 0.312 \frac{\left((0.0508)^{\frac{8}{3}} * (0.0956)^{\frac{1}{2}} \right)}{0.010}$$

$$Q = 0.00341 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Ya corregidos los valores, nuevamente se observa la tabla de relaciones hidráulicas para conductos circulares y con los datos obtenidos se recalculan la velocidad y el diámetro para conocer la cota de la lámina de agua en el desarenador.

$$\frac{q}{Q} = \frac{1.33 \frac{l}{s}}{3.41 \frac{l}{s}} = 0.39$$

$$\frac{V}{V_0} = 0.787$$

$$\frac{d}{D} = 0.488$$

$$\frac{R}{R_0} = 0.992$$

$$\frac{H}{D} = 0.381$$

- Velocidad

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

$$V = \frac{0.00341}{\pi\left(\frac{0.0508}{4}\right)^2}$$

$$V = 1.682 \frac{m}{s}$$

$$v = V * \left(\frac{V}{V_0}\right)$$

$$v = 1.682 \frac{m}{s} * 0.787 = 1.324 \frac{m}{s}$$

- Diámetro

$$d = D * \left(\frac{d}{D}\right)$$

$$d = 0.0508 * 0.488 = 0.0247 \text{ m}$$

Cota nivel del agua dentro del desarenador.

$$3079.949 \text{ m} + 0.0247 \text{ m} = 3079.9737 \text{ msn}$$

7.3.7. Diseño de tubería de excesos.

Se tienen los siguientes datos:

- Cota cámara de recolección 3088.985 m
- Cota del río 3085 msnm
- Cota salida tubería de excesos 3085.15 msnm

Determinación pendiente tubería de excesos

$$S = \frac{\text{cota superior} - \text{cota inferior}}{L}$$

$$S = \frac{3088.985 - 3085.15}{50}$$

$$S = 0.0767 \text{ m/m}$$

Ecuación 46

$$Q_{exc} = C_d * A_n \sqrt{2gH_2} - Q_{MD} \quad \text{donde:}$$

$$Q_{exc} = \text{caudal de excesos}$$

$$C_d = \text{coeficiente de descarga.} = 0.30$$

$$A_n = \text{area neta de la rejilla} = 0.160 \text{ m}^2$$

$$H_2 = \text{altura media de la lamina de agua sobre la rejilla} = 0.13 \text{ m}$$

$$Q_{exc} = 0.30 * 0.160 \sqrt{2 * 9.81 * 0.13} - 0.00133 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{exc} = 0.077 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Obtenido el valor del caudal se procede a determinar el diámetro de la tubería por presión de la ecuación de Manning.

Ecuación 47

$$D = 1.548 \left(\frac{n * Q_{exc}}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

donde $S =$ pendiente de la tubería.

$$D = 1.548 \left(\frac{0.010 * 0.076}{0.0767^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0.17 \text{ m} \approx 8''$$

Teniendo el diámetro se recalcula el caudal para obtener los valores de la relaciones hidráulicas.

Ecuación 48 Ecuación de Manning

$$Q = 0.312 \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \right)$$

$$Q = 0.312 \left(\frac{0.2032^{\frac{8}{3}} * 0.0677^{\frac{1}{2}}}{0.010} \right)$$

$$Q = 0.123 \frac{m^3}{s}$$

- Relaciones hidráulicas

$$\frac{q}{Q} = \frac{77 \frac{l}{s}}{123 \frac{l}{s}} = 0.62$$

$$\frac{V}{V_0} = 0.908$$

$$\frac{d}{D} = 0.639$$

$$\frac{R}{R_0} = 1.143$$

$$\frac{H}{D} = 0.550$$

- Velocidad

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

$$V = \frac{0.077 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \left(\frac{0.2032^2}{4}\right)}$$

$$V = 2.37 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v = V * \left(\frac{V}{V_0}\right)$$

$$v = 2.37 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.908 = 2.15 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Diámetro

$$d = D * \left(\frac{d}{D}\right)$$

$$d = 0.2032 * 0.639 = 0.13m$$

$$D = 6''$$

7.3.8. Diseño del desarenador.

Retomando la ecuación n° 49 de la Ley de Stokes, se determina la velocidad de sedimentación de las partículas, sabiendo que la Vereda Peña Blanca tiene una temperatura de 12 °C su viscosidad cinemática (μ) es:

- $\mu = 0.01237$ (cm² / seg.)

El diámetro menor de las partículas de arena que se desea sedimentar es

- $d = 0.005$ cm
- $P_s = 2,65$
- $P = 1$

Ecuación 49

$$V_s = \frac{g}{18} \left(\frac{P_s - P}{\mu} \right) * d^2$$

$$V_s = \frac{981 \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2}}{18} \left(\frac{2.65 \frac{\text{cm}^3}{\text{seg}} - 1}{0.01237 (\text{cm}^2 / \text{seg})} \right) * (0.005 \text{ cm})^2$$

$$V_s = 0.18 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

Seguido de esto se determina que el grado de eficiencia del desarenador es $n=1$ y que se desea remover el 75% de partículas de arena. Para ello se debe considerar la siguiente tabla.

Tabla 13 Condiciones de eficiencia y porcentaje de remoción.

Condiciones de eficiencia (n)	Porcentaje de Remocion							
	87.5	80	75	70	65	60	55	50
n=1	7	4	3	2.3	1.8	1.5	1.3	1
n=2	2.78		1.66					0.76
n=3	2.75		1.66					0.76
n=4	2.37		1.52					0.73
n < 8	0.88		0.75					0.5

- $n=1$ Deflectores deficientes o sin ellos.
- $n=2$ Deflectores regulares.
- $n= 3$ Deflectores buenos.
- $n= 5,3$ Deflectores muy buenos.
- $n < 8 =$ Caso teórico de los deflectores.

Considerando que en la quebrada Otero no hay mucha presencia de partículas de áreas, el porcentaje de remoción de arenas será de un 75 % estableciendo una eficiencia de $n=1$.

Con base en esto % remoción 75 % y $n=1$

Se establece la relación de $\frac{a}{t}$

- $a=$ periodo de retención de la partícula.
- $t=$ tiempo que demora la partícula de arena en removerse.

Ecuación 50

$$\frac{a}{t} = 3$$

Dónde:

Ecuación 51

$$t = \frac{H}{V_s}$$

El criterio de diseño para la profundidad mínima del desarenador es $H = 1,50$ m

$$t = \frac{150 \text{ cm}}{0.18 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}}$$

$$t = 833.3 \text{ Seg.}$$

Se procede a calcular a .

Se conoce que:

$$\frac{a}{t} = 3$$

$$a = 3 * t$$

$$a = 3 * 833.3 \text{ seg}$$

$$a = 2500 \text{seg}$$

Según las especificaciones de diseño se tiene:

$$0.5 \text{ horas} \leq a \leq 4 \text{ horas}$$

$$a = 2500 \text{seg} = 0.69 \text{ horas } Ok$$

Se procede a determinar el volumen con el que va a contar el desarenador.

Ecuación 52

$$Vol. = a * Q_{\text{diseño.}}$$

$$Vol. = 2500 \text{ seg} * 0.00133 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$Vol. = 3.325 \text{ m}^3$$

El área superficial del desarenador se determina:

Ecuación 53

$$A = \frac{\text{Volumen}}{H}$$

$$A = \frac{3,325 \text{ m}^3}{1,50 \text{ m}}$$

$$A = 2.21 \text{ m}^2$$

Se define que:

Ecuación 54

$$\frac{L}{B} = \frac{3}{1}$$

$L * B = 2,21 \text{ m}^2$ (área superficial)

Ecuación 55

$$B = \sqrt{\frac{L * B}{3}}$$

$$B = \sqrt{\frac{(2,21 \text{ m}^2)}{3}}$$

$$B = 0.85 \text{ m}$$

Se considera así mismo que $L = 3B$, por lo que L es igual.

Ecuación 56

$$L = 3 * B$$

$$L = 3 * 0.85 \text{ m}$$

$$L = 2.55 \text{ m}$$

Se determina la carga hidráulica superficial:

Ecuación 57

$$q = \frac{Q_{diseño}}{A}$$

$$q = \frac{0.00133 \frac{m^3}{seg}}{2.21 m^2}$$

$$q = 0.0006 \frac{m^3}{m^2 * seg}$$

La carga superficial debe expresarse en $\frac{m^3}{m^2 * día}$ por lo tanto

$$q = 0.0006 \frac{m^3}{m^2 * seg} * 86400 \text{ seg}$$

$$q = 51.84 \frac{m^3}{m^2 * día}$$

Así mismo se calcula la velocidad horizontal de la partícula expresada por:

Ecuación 58

$$V_h = \frac{Q_{diseño}}{H * B}$$

$$V_h = \frac{0.00133 \frac{m^3}{seg}}{1.50 m * 0.85 m}$$

$$V_h = 0.0010 \frac{m}{seg} = 0.10 \frac{cm}{seg}$$

Cumpliendo así la velocidad horizontal con lo establecido por los criterios de diseño, lo que indica que velocidad horizontal (V_h) de la partícula debe ser menos que la velocidad de arrastre (V_r)

$$V_h < V_s$$

$$0.10 \frac{cm}{seg} < 0.18 \frac{cm}{seg}$$

De igual forma se verifica mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 59

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} * g (P_s - P) * d}$$

Dónde:

$$K= 0.04$$

$$F= 0.03$$

$$P_s= 2,65$$

$$P= 1$$

$$V_r = \sqrt{\frac{8 (0.04)}{0.03} * 981 \frac{cm}{seg^2} (2,65 - 1) * 0.005 cm}$$
$$V_r = 9.29 \frac{cm}{seg}$$

Donde se verifica si se cumple que $V_h < V_r$

$$0.10 \frac{cm}{seg} < 9.29 \frac{cm}{seg}$$

Con base a los cálculos anteriores se procede a realizar el dimensionamiento de los elementos del desarenador.

Dimensionamiento de los elementos del desarenador

- Distancia a la pantalla de entrada.

Expresada por:

Ecuación 60

$$\frac{L}{4} = \frac{2,55 \text{ m}}{4} = 0.6375 \text{ m}$$

- Distancia al quiebre del paso del desarenador.

Ecuación 61

$$\frac{L}{3} = \frac{2,55 \text{ m}}{3} = 0.85 \text{ m}$$

- Profundidad del desarenador.

$$H=1,50 \text{ m}$$

- Profundidad de la cámara de aquietamiento.

Ecuación 62

$$\frac{H}{3} = \frac{1,50 \text{ m}}{3} = 0,50 \text{ m}$$

- Altura de la lámina de agua sobre el vertedero de salida.

Ecuación 63

$$H = \left(\frac{Q_{diseño}}{1.84 (B)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = \left(\frac{0.00133 \frac{m^3}{seg}}{1.84 (0.85m)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0.0089 m$$

- Caudal de excesos, definido por el caudal a tubo lleno de la tubería de aducción menos caudal de diseño.

Ecuación 64

$$Q_{excesos} = (0.00236 \frac{m^3}{seg}) - (0.00133 \frac{m^3}{seg})$$

$$Q_{excesos} = 0.00103 \frac{m^3}{seg}$$

- Altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero de excesos, considerando la longitud de la cámara de aquietamiento L= 1m

Ecuación 65

$$H = \left(\frac{Q_{excesos}}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = \left(\frac{0.00103 \frac{m^3}{seg}}{1.84 (1m)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0.0067 m$$

- Profundidad de las pantallas de entrada y de salida

$$\frac{H}{2} = \frac{1.50m}{2} = 0.75 m$$

Diseño de la pantalla deflactada.

- Orificios de 1" = 0.0254 m
- Área de orificios
- $B = B/2 = 0.425$ m
- $H = H/3 = 0.50$ m

Ecuación 66

$$A = \pi \left(\frac{d^2}{4} \right)$$

$$A = \pi \left(\frac{0.0254^2}{4} \right) = 0.00051 \text{ m}^2$$

Caudal por orificios

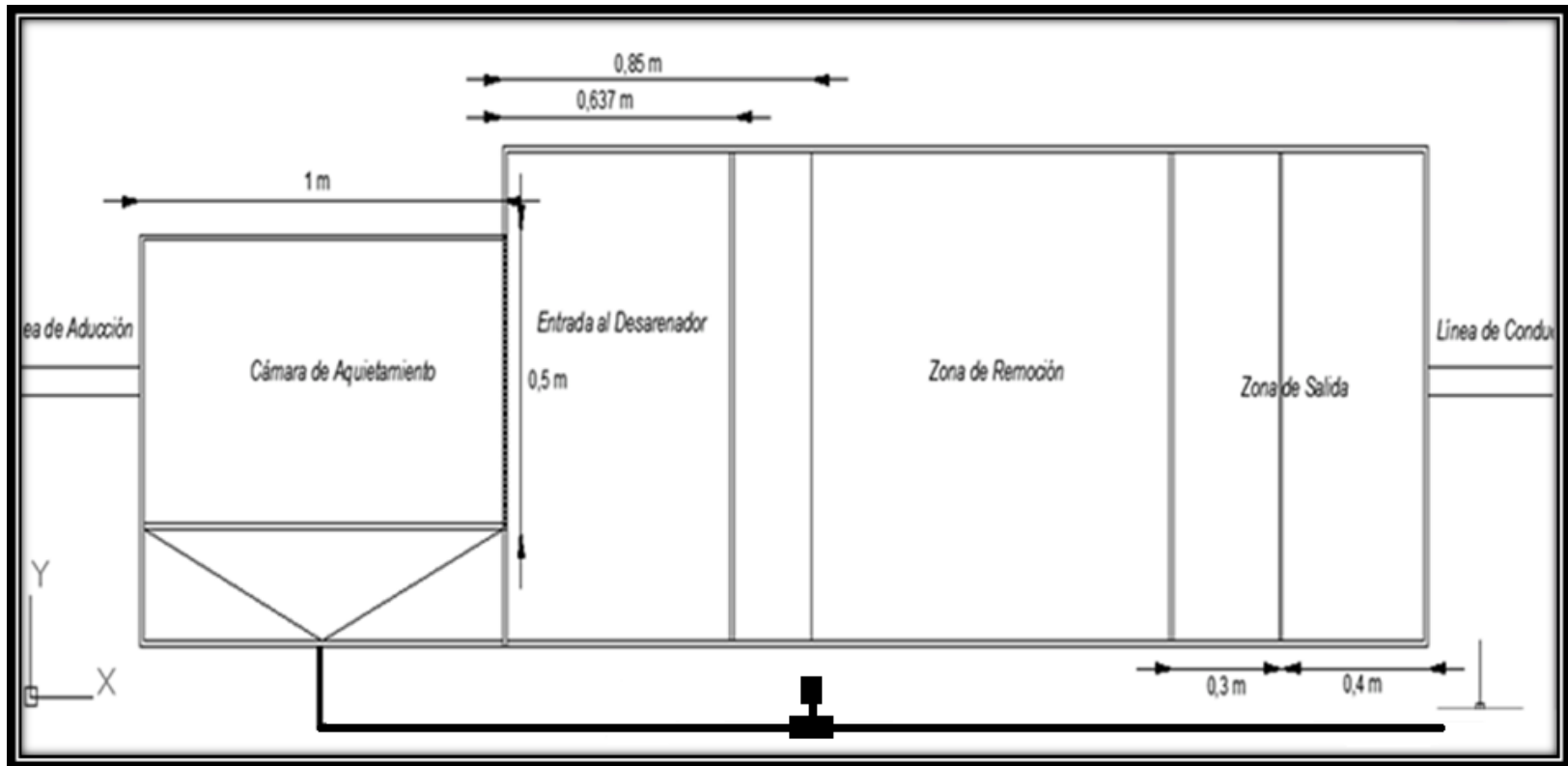
Ecuación 67

$$Q = Cd * An\sqrt{2gH}$$

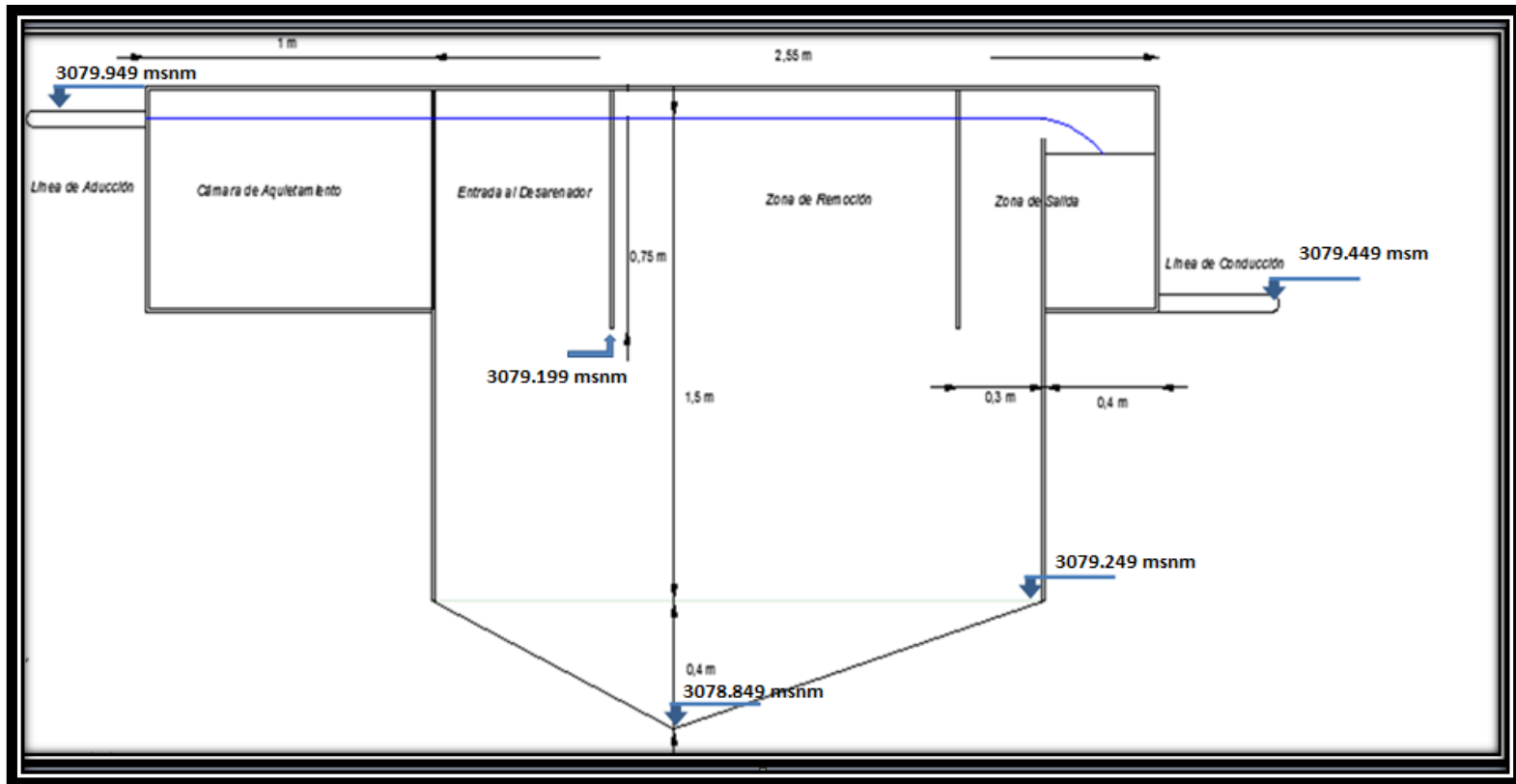
H Promedio= H/2

$$Q = 0.30 * 0.00051 \text{ m}^2 \sqrt{2 * 9.81 * 0.25} = \mathbf{0.000338 \text{ m}^3/s}$$

DESARENADOR- CORTE LONGITUDINAL



DESARENADOR – CORTE TRANSVERSAL



7.3.9. Línea de conducción

La línea principal de conducción tramo 1-2 (Anexo 1-Plano de línea de conducción tramo 1-2) se encuentra ubicada desde el punto de captación el cual se ubica a una altitud de 30379.949 msnm hasta el Colegio Básico Peña Blanca con 2897 msnm. Se establece presión mínima al Colegio Básico Peña Blanca de 10m con el fin de que el sistema trabaje siempre a presión, teniendo en cuenta las pérdidas generadas por el sistema.

La distancia total desde el punto del desarenador hasta el Colegio Básico Peña Blanca es 1685.30 m, generando así una pérdida total de 172.95 m teniendo en cuenta la altitud de este punto.

Considerando la pérdida total de este tramo se procede a determinar lo siguiente:

Ecuación 68. Pendiente de la línea piezométrica.

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

$$J = \frac{172.95 \text{ m}}{1685.30 \text{ m}}$$

$$J = 0.10 = 10\%$$

Teniendo en cuenta que para el tramo 1-2, tramo principal, el caudal a transportar es de 0.00133 m³ / seg. Se procede a determinar el diámetro de la tubería con la ecuación de Hazen Williams.

Ecuación 69. Diámetro de la tubería. Hazen Williams.

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * J} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \left(\frac{0.00133 \frac{m^3}{seg.}}{0.2785 * 150 * (0.10)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.0313m \approx 2 \text{ pulgadas}$$

Estando el diámetro de la tubería principal entre 1 pulgada y 2 pulgadas.

Diámetro 1 pulgada = 0.0254 m

Diámetro 2 pulgadas = 0.0508 m

Teniendo en cuenta estos valores se re calcula la pendiente con cada uno de los diámetros.

Pendiente de la línea piezometrica con diámetro 1 pulgada.

$$J_{1''} = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{1''} = \left(\frac{0.00133 \frac{m^3}{seg.}}{0.2785 * 150 * (0.0254)^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{1''} = 0.276 \text{ m/m}$$

Pendiente de la línea piezometrica con diámetro 2 pulgadas-

$$J_{2''} = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{2''} = \left(\frac{0.00133 \frac{m^3}{seg.}}{0.2785 * 150 * (0.0508)^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{2''} = 0.00944 \text{ m/m}$$

Se calcula

$$H = (J_1'' * L_1'') + (J_2'' * L_2'')$$

Donde

$$L_1'' = x$$

$$L_2'' = 1685.2971 - x$$

Por lo tanto se tiene:

$$172.949 \text{ m} = (0.2761 \text{ m} * X) + (1685.2971 \text{ m} - X * (0.00944 \text{ m}))$$

$$172.949 \text{ m} = (0.2761 \text{ m} X) + (15.90 \text{ m} - (0.00944 \text{ m} X))$$

Resolviendo

$$**L_1'' = X = 590.372 \text{ m}**$$

$$L_2'' = 1685.2971 \text{ m} - 590.372 \text{ m}$$

$$**L_2'' = 1094.9251 \text{ m}**$$

A continuación se procede a calcular las pérdidas por fricción.

Perdidas por fricción con el diámetro de 1"

$$H_f = J_1'' * L_1''$$

$$H_f = 0.2761 \text{ m} * 590.372 \text{ m}$$

$$H_f = 163 \text{ m}$$

$$H_f = J_2'' * L_2''$$

$$H_f = 0.00944 \text{ m} * 1094.9251 \text{ m}$$

$$H_f = 10.33 \text{ m}$$

Finalmente se calcula la nueva cota piezométrica.

$$3079.949 - 10.33 = 3069.619$$

Así mismo se procedió a calcular las pérdidas para los 13 tramos establecidos como secundarios de la red de distribución para la vereda Peña Blanca.

- **Determinación del caudal correspondiente a cada vivienda.**

Para determinar el caudal que llega a cada vivienda de la red, se tuvo en cuenta la cantidad de habitantes pertenecientes a cada una de estas y la respectiva dotación bruta. A continuación se muestra el cálculo del caudal de uno de viviendas, en este caso se demostrara con la vivienda N° 86 ubicada en el tramo A-B de la tubería.

Tramo A-B

Vivienda N° 86

Número de habitantes pertenecientes 6

$$Q = \frac{N^{\circ} \text{ habitantes} * \text{dotacion}}{86400}$$

$$Q = \frac{6 \text{ habitantes} * 0120 \frac{L}{\text{habitante} - \text{día}}}{86400 \text{seg}}$$

$$Q = 0.00833 \frac{L}{\text{seg.}}$$

Así mismo con el valor del caudal obtenido que transportara cada tramo se procede a calcular el diámetro de la tubería de cada vivienda. Para esto es necesario tener en cuenta la altitud de la misma..

Cota vivienda 86 y 88

Cota vivienda 86 = 3032 msnm

Cota vivienda 88= 3034 msnm

Longitud= 41.23 m

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

$$J = \frac{2m}{41.23 m}$$

$$J = 0.048 = 4.8\%$$

Considerando la ecuación 70 para el cálculo del diámetro de la tubería por Hazen Williams, se obtiene:

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * J} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \left(\frac{0.00833 \frac{L}{seg.}}{0.2785 * 150 * (0.048)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.20m = \frac{3}{4}''$$

Para determinar el caudal de cada vivienda se realiza de la misma manera. A continuación se anexa las tablas de Caudal y diámetro de cada vivienda y su respectivo tramo.

Tabla 14. CAUDAL CORRESPONDIENTE A CADA VIVIENDA SEGÚN LOS TRAMOS DE LA LINEA DE CONDUCCION..

TRAMO A-B

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
A-B						
N° CASA	N° HABITANTES					
87	6	0.00833	3032	41.23	0.048508368	3/4"
88	5	0.00694	3034	202.54	0.133307001	3/4"
89	5	0.00694	3056	213.16	0.131356727	3/4"
90	4	0.00556	3061	222.36	0.089944235	3/4"
91	6	0.00833	3073	104.4	0.143678161	3/4"
92	6	0.00833	3088	14.14	0.141442716	3/4"
93	8	0.01111	3090	194.26	0.00514774	1/2"
94	6	0.00833	3084	168.18	0.041622072	3/4"
95	5	0.00694	3080	120.42	0.033217074	3/4"
96	5	0.00694	3078	82.46	0.036381276	3/4"
97	4	0.00556	3081	234.99	0.0042555	3/4"
98	5	0.00694	3082	352.95	0.03399915	3/4"
99	4	0.00556	3091	998.61	0.003004176	3/4"
121	5	0.00694	3028	310.64	0.012876642	3/4"
122	4	0.00556	3035	138.93	0.086374433	3/4"
123	5	0.00694	3047	180.43	0.160727152	3/4"
124	5	0.00694	3058	101.81	0.127688832	3/4"
125	4	0.00556	3063	56.25	0.106666667	3/4"
126	4	0.00556	3071	100.95	0.04952947	3/4"
127	5	0.00694	3069	81.74	0.085637387	3/4"
128	4	0.00556	3071	235.8	0.016963528	3/4"
129	6	0.00833	3076	511.37	0.003911062	3/4"
130	6	0.00833	3066	75	0.066666667	3/4"
CAUDAL TOTAL DEL TRAMO A-B (Litros / seg)		0.1625	DIAMETRO DE LA TUBERIA A-B		1"	

TRAMO C-D

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
C-D						
N° CASA	N° HABITANTES					
2	7	0.00972	3039	141.92	0.0141	1/2 "
6	6	0.00833	3037	93.18	0.1932	1/2 "
8	6	0.00833	3019	100	0.1900	1/2 "
84	5	0.00694	3000	144.75	0.0345	1/2 "
83	5	0.00694	2995	22.37	0.0000	1/2 "
86	7	0.00972	3002	20.2	0.3960	1/2 "
85	6	0.00833	2994	76.16	0.0066	1/2 "
119	6	0.00833	2993.5	267.29	0.0131	1/2 "
81	6	0.00833	2990	160	0.0813	1/2 "
80	8	0.01111	2977	107.7	0.0186	1/2 "
79	7	0.00972	2975	135.32	0.0000	1/2 "
120	5	0.00694	3010	702.16	0.0000	1/2 "
118	6	0.00833	3014	102.96	0.0291	1/2 "
117	6	0.00833	3011	416.77	0.0012	1/2 "
116	6	0.00833	3010.5	134.54	0.0000	1/2 "
CAUDAL TOTAL DEL TRAMO (Litros / seg)		0.12778	DIAMETRO DE LA TUBERIA C-D		3/4"	

TRAMO E-F

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
E-F						
N° CASA	N° HABITANTES					
82	6	0.00833	3002	544.34	0.012860	1/2"
78	5	0.00694	2958	565.60	0.0088	1/2"
115	5	0.00694	2989	1044.61	0.0345	1/2"
112	6	0.00833	2964	238	0.1052	1/2"
114	5	0.00694	2939.5	399.503	0.000049	1/2"
113	5	0.00694	2939	10	0.0500	1/2"
CAUDAL TOTAL DEL TRAMO (Litros / seg)		0.04444	DIAMETRO DE LA TUBERIA E-F		1/2"	

TRAMO G-H

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
G-H						
N° CASA	N° HABITANTES					
77	5	0.00694	2922	1058.97	0.001889	1/2"
76	5	0.00694	2909	303.64	0.0428	1/2"
75	7	0.00972	2891	147.92	0.0946	1/2"
111	6	0.00833	2910	728.39	0.0137	1/2"
110	6	0.00833	2961	834.05	0.061147	1/2"
109	8	0.01111	2942	187.67	0.1012	1/2"
108	6	0.00833	2944	91.02	0.1538	1/2"
107	6	0.00833	2911	223.95	0.1474	1/2"
104	6	0.00833	2882.5	204.18	0.1396	1/2"
CAUDAL TOTAL DEL TRAMO (Litros / seg)		0.07639	DIAMETRO DE LA TUBERIA G-H		1/2"	

TRAMO I- J

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
I-J						
N° CASA	N° HABITANTES					
13	3	0.00417	2941	9.45	0.052910	3/4"
15	4	0.00556	2931	342.09	0.0234	3/4"
16	6	0.00833	2913	131.53	0.1369	3/4"
17	5	0.00694	2891	270.26	0.0888	3/4"
25	4	0.00556	2892	202.43	0.088920	3/4"
74	6	0.00833	2861	903.04	0.0011	1/2"
73	5	0.00694	2835	271.66	0.0957	3/4"
72	6	0.00833	2830	70.	0.0714	3/4"
71	6	0.00833	2835	110.	0.003	1/2"
105	7	0.00972	2823	895.35	0.0190	3/4"
106	6	0.00833	2817.5	70.	0.0786	3/4"
103	4	0.00556	2869	559.51	0.1287	3/4"
102	7	0.00972	2851	102.96	0.1748	3/4"
CAUDAL TOTAL DEL TRAMO (Litros / seg)		0.09583	DIAMETRO DE LA TUBERIA I- J		3/4"	

TRAMO K-L

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
K-L						
N° CASA	N° HABITANTES					
70	5	0.00694	2838	894.89	0.001117	1/2"
69	4	0.00556	2850	138.28	0.028927	1/2"
68	5	0.00694	2843.5	90.56	0.071776	1/2"
26	5	0.00694	2843	277.31	0.001803	1/2"
66	4	0.00556	2824	280.6	0.049893	1/2"
65	5	0.00694	2827	159.36	0.069026	1/2"
64	4	0.00556	2823	70.26	0.213493	1/2"
67	6	0.00833	2817.5	493.16	0.001014	1/2"
61	5	0.00694	2809	213.78	0.039761	1/2"
63	5	0.00694	2810.5	122.1	0.057330	1/2"
62	4	0.00556	2800	179.7	0.058431	1/2"
60	5	0.00694	2802	190.3	0.044666	1/2"
101	4	0.00556	2788	636.75	0.001570	1/2"
100	4	0.00556	2771	286.4	0.059358	1/2"
CAUDAL TOTAL DEL TRAMO (Litros / seg)		0.09028	DIAMETRO TUBERIA K-L		3/4"	

TRAMO M-N

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
M-N						
N° CASA	N° HABITANTES					
28	5	0.00694	2847	404.91	0.051863	1/2"
29	5	0.00694	2826	172.01	0.023254	1/2"
31	4	0.00556	2804	179.5	0.144847	1/2"
32	7	0.00972	2790	371.62	0.037673	1/2"
59	5	0.00694	2808	918.68	0.058780	1/2"
58	5	0.00694	2807	120.	0.008333	1/2"
54	7	0.00972	2788	130.	0.092308	1/2"
57	6	0.00833	2795.5	258.34	0.029032	1/2"
55	5	0.00694	2785	213.26	0.049236	1/2"
56	5	0.00694	2780	90.28	0.011077	1/2"
	54					
CAUDAL TOTAL DEL TRAMO (Litros / seg)		0.07500	DIAMETRO DE TUBERIA M-N		1/2"	

TRAMO O-P

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
O-P						
N° CASA	N° HABITANTES					
20	8	0.01111	2885.5	53.27	0.197109	1/2"
27	7	0.00972	2851	670.7	0.083499	1/2"
30	9	0.01250	2819	171.18	0.186938	1/2"
33	7	0.00972	2796	210.95	0.109031	1/2"
Caudal total del tramo (Litros/seg.)		0.04306	DIAMETRO DE TUBERIA O-P		1/2"	

TRAMO Q-R

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
Q-R						
N° CASA	N° HABITANTES					
40	5	0.00694	2850.5	637.43	0.005491	3/4"
41	6	0.00833	2848.5	80.	0.025000	3/4"
42	8	0.01111	2848	31.62	0.015813	3/4"
43	7	0.00972	2841	50.99	0.137282	3/4"
39	5	0.00694	2850	44.72	0.011181	3/4"
38	6	0.00833	2849	36.05	0.027739	3/4"
37	7	0.00972	2847.5	70.	0.042857	3/4"
36	5	0.00694	2842	130.	0.042308	3/4"
35	5	0.00694	2835	130.	0.023077	3/4"
34	8	0.01111	2828.5	10.	0.050000	3/4"
44	3	0.00417	2844	243.19	0.041120	3/4"
Caudal total del tramo (Litros/seg.)		0.09028	DIAMETRO DE TUBERIA Q-R		3/4 "	

TRAMO S-T

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
S-T						
N° CASA	N° HABITANTES					
1	7	0.00972	3036	35.76	0.111857	1/2"
5	8	0.01111	3023	113.67	0.114366	1/2"
Caudal total del tramo (Litros/seg.)		0.02083	DIAMETRO DE TUBERIA S-T		1/2"	

TRAMO U-V

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
U-V						
N° CASA	N° HABITANTES					
3	6	0.00833	3031.2	421.59	0.101520	1/2"
7	8	0.01111	3016	139.84	0.108696	1/2"
4	5	0.00694	3046	182.98	0.103836	1/2"
9	6	0.00833	2975	316.38	0.224414	1/2"
12	7	0.00972	2960	165.53	0.090618	1/2"
10	8	0.01111	2966	227.04	0.105708	1/2"
14	5	0.00694	2921	408.57	0.107693	1/2"
53	5	0.00694	2996	571.97	0.087417	1/2"
11	3	0.00417	2964	86.44	0.011569	1/2"
Caudal total del tramo (Litros/seg.)		0.07361	DIAMETRO TUBERIA U-V		1/2 "	

TRAMO V-W

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
V-W						
N° CASA	N° HABITANTES					
52	6	0.00833	2884	793.73	0.264574	1/2"
51	7	0.00972	2878	207.95	0.004809	1/2"
50	6	0.00833	2879	27.3	0.695971	1/2"
49	5	0.00694	2982	547.62	0.204521	1/2"
46	6	0.00833	2812	890.5	0.190904	1/2"
48	5	0.00694	2910	19.43	0.102934	1/2"
47	6	0.00833	2851	328.03	0.179862	1/2"
45	7	0.00972	2833.5	208.8	0.083812	1/2"
Caudal total del tramo (Litros/seg.)		0.06667	DIAMETRO TUBERIA V-W		1/2"	

CASERIO-PEÑA BLANCA

TRAMO		CAUDAL POR VIVIENDA (Litros / seg)	COTA	LONGITUD (m)	PENDIENTE (J)	DIAMETRO
V-W						
Nº CASA	Nº HABITANTES					
18	7	0.00972	2904.5	10.	0.050000	1/2"
19	7	0.00972	2904	89.59	0.005581	1/2"
21	6	0.00833	2903.5	42.43	0.023568	1/2"
22	5	0.00694	2903.3	22.36	0.008945	1/2"
23	7	0.00972	2903	27.64	0.010854	1/2"
24	6	0.00833	2903	42.39	0.000000	1/2"
Caudal total del tramo (Litros/seg.)		0.05278	DIAMETRO TUBERIA CASERIO		1/2"	

Así mismo se calcularon las velocidades correspondientes a los tramos teniendo en cuenta el caudal y sus respectivos diámetros, calculando la velocidad mediante la ecuación de continuidad.

Tabla 15. Velocidad correspondiente a cada tramo de la línea de conducción y red de distribución.

TRAMO	CAUDAL (m ³ /seg)	DIAMETRO (m)	AREA (m ²)	VELOCIDAD (m/seg)
A-B	0.0001625	0.0254	0.000507	0.32
C-D	0.0001278	0.01905	0.000285	0.45
E-F	0.0000444	0.0127	0.000127	0.35
G-H	0.0000764	0.0127	0.000127	0.60
I-J	0.0000958	0.01905	0.000285	0.34
K-L	0.0000903	0.01905	0.000285	0.32
M-N	0.0000750	0.0127	0.000127	0.59
O-P	0.0000431	0.0127	0.000127	0.34
Q-R	0.0000903	0.01905	0.000285	0.32
S-T	0.0000208	0.0127	0.000127	0.16
U-V	0.0000736	0.0127	0.000127	0.58
V-W	0.0000667	0.0127	0.000127	0.53
CASERIO	0.0000528	0.0127	0.000127	0.42

8. CONCLUSIONES

- Con la propuesta de diseño del sistema de acueducto rural para la vereda Peña Blanca se elimina de forma completa la captación y distribución del líquido por medio de las mangueras, garantizando que este nuevo sistema supla las necesidades de toda la población.
- Teniendo en cuenta las características topográficas de la Vereda Peña Blanca se realizó la propuesta del sistema de acueducto mediante el diseño por presión tanto para la línea de aducción y conducción.
- La quebrada Otero como fuente de abastecimiento cumple con las condiciones mínimas de diseño siendo de 2 veces el valor del caudal máximo diario.
- El punto de ubicación de la bocatoma permite que se realice la distribución de una manera adecuada y apta para las 130 viviendas de la vereda.
- El diámetro obtenido en la parte de la bocatoma hasta el desarenador son de 1" y 2", para la red principal que va desde el desarenador hasta el colegio de Básico de Peña Blanca tiene un diámetro de $\frac{3}{4}$ " y las redes secundarias un diámetro $\frac{1}{2}$ " hacia las viviendas.
- Se consideró como tramo o tubería principal (1-2) de la línea de conducción desde el desarenador hasta el Colegio Básico de Peña Blanca teniendo en cuenta la cantidad de habitantes ubicados en el sector.
- La propuesta de diseño del sistema de acueducto permite que la comunidad de Peña Blanca cuente con el suministro del recurso hídrico de una forma constante previniendo así cualquier tipo de corte por fallas generadas en el sistema ocasionadas por los animales como se presenta actualmente.
- Se localizan válvulas en la entrada de la línea de conducción y al final de esta, exactamente en el Colegio Básico Peña Blanca, con el fin de tener

fácil acceso al cierre de la tubería dada alguna falla o ruptura en el sistema.

- El diseño del sistema de acueducto asegura el suministro del agua potable a cada una de las viviendas de Peña Blanca, cuando la vereda se encuentre en época de verano ya que se diseñó con el caudal mínimo que se puede presentar en la quebrada Otero.

9. RECOMENDACIONES

- Implementación de tanques de almacenamiento para las viviendas de 500 litros y para el colegio de una capacidad de 2000 litros, para que en casos de mantenimiento de la red el servicio de agua sea continuo.
- Realizar periódicamente mantenimientos a la red para evitar posibles fallas del sistema.
- Realizar limpiezas a los tanques de almacenamiento tanto de las viviendas como del Colegio Básico Peña Blanca, con el fin de evitar la acumulación de bacterias y demás partículas que pueden afectar la salud de la población.
- Informar a la población Rural que el sistema de acueducto es exclusivo para el transporte del agua potable para el consumo humano y no debe ser utilizado para riego.
- Se coloque la tubería a una profundidad de 0.4 m con el fin de evitar daños en esta con el paso del ganado y demás animales.
- mecanismo de protección para la quebrada Otero, evitando contaminación de la misma.

10. BIBLIOGRAFIA

PUENTE NACIONAL. ALCALDIA MUNICIPAL. Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado.

LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. 2 ed. Bogotá

REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO (RAS 2000)
TITULO B-SISTEMAS DE ACUEDUCTO.
República de Colombia Ministerio De Desarrollo Económico Dirección De Agua Potable Y Saneamiento Básico. Bogotá D.C. Noviembre De 2000

RESOLUCIÓN 2320 DE 2009: Por la cual se modifica parcialmente la Resolución número 1096 de 2000 que adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico –RAS

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1. PLANOS

Plano 1. Red de distribución.

ANEXO 1 PLANOS