



Evaluación de dimensionamiento hidráulico según Norma CO 10.7-602, para captación y conducción de agua de vertiente, caso de estudio Comunidad San Vicente

Evaluation of hydraulic sizing according to Standard CO 10.7-602, for catchment and conduction of spring water, case study San Vicente Community

Avaliação de dimensionamento hidráulico conforme Norma CO 10.7-602, para captação e condução de água de nascente, estudo de caso Comunidade São Vicente

Lenin Santiago Orozco Cantos ^I

lenin.orozco@unach.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0003-4202-3633>

Alex F. Chauca Chicaiza ^{II}

alex.chauca5355@gmail.com

<https://orcid.org/0009-0008-9497-8160>

Sayuri Monserrath Bonilla Novillo ^{III}

smbonilla@esPOCH.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-6382-9698>

Edwin Ángel Jácome Domínguez ^{IV}

edwin.jacome@esPOCH.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-2870-892X>

Correspondencia: lenin.orozco@unach.edu.ec

Ciencias Técnica y Aplicadas

Artículo de Investigación

* **Recibido:** 23 de mayo de 2023 * **Aceptado:** 12 de junio de 2023 * **Publicado:** 30 de julio de 2023

- I. Universidad Nacional de Chimborazo; Riobamba, Ecuador.
- II. Proyectos Integrales del Ecuador PIL S.A; Orellana, Ecuador.
- III. Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Facultad de Mecánica; Riobamba, Ecuador.
- IV. Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Facultad de Mecánica; Riobamba, Ecuador.

Resumen

Los proyectos de abastecimiento de agua a comunidades en la zona central del Ecuador han sido, desde muchos años atrás, pilares en el desarrollo socio económico de las mismas, más aún si comprendemos que el abastecimiento del líquido vital determinará el crecimiento y desenvolvimiento en todo ámbito. Estos proyectos en su mayoría no contaban con parámetros técnicos rigurosos al momento de su construcción a oesar de contemplar varias etapas que van desde la captación en la fuente hasta la distribución y uso final por los consumidores El presente caso de estudio muestra una evaluación al diseño y dimensionamiento hidráulico, desde el punto de vista de la Norma CO 10.7-602 del Código ecuatoriano para el diseño de la Construcción de Obras Sanitarias. Este código presenta varios parámetros actualizados para poder generar un dimensionamiento del sistema de tuberías para al menos 20 años a futuro. Se realizo un levantamiento de datos de las instalaciones existentes en la Comunidad San Vicente de Lacas, como medidas del sistema actual, materiales de construcción, consumos de los pobladores. Finalmente se obtiene una valoración positiva de las instalaciones y se realizan recomendaciones al sistema para precautelar la integridad mecánica de las tuberías por los valores de presión en los puntos mas bajos de la línea de conducción.

Palabras Clave: Sistemas de distribución de agua; parámetros de construcción para instalaciones hidráulicas; Código ecuatoriano de la construcción.

Abstract

The water supply projects to communities in the central zone of Ecuador have been, for many years, pillars in their socio-economic development, even more so if we understand that the supply of the vital liquid will determine the growth and development in all areas. . Most of these projects did not have rigorous technical parameters at the time of their construction, despite having to contemplate several stages that go from collection at the source to distribution and final use by consumers. This case study shows an evaluation of the design and hydraulic dimensioning, from the point of view of Standard CO 10.7-602 of the Ecuadorian Code for the design of the Construction of Sanitary Works. This code presents several updated parameters in order to generate a dimensioning of the piping system for at least 20 years in the future. A data survey of the existing facilities in the San Vicente de Lacas Community was carried out, such as measurements of the

current system, construction materials, consumption of the inhabitants. Finally, a positive evaluation of the facilities is obtained and recommendations are made to the system to protect the mechanical integrity of the pipes due to the pressure values at the lowest points of the conduction line.

Keywords: Water distribution systems; construction parameters for hydraulic facilities; Ecuadorian Building Code.

Resumo

Os projetos de abastecimento de água às comunidades da zona central do Equador têm sido, por muitos anos, pilares em seu desenvolvimento socioeconômico, ainda mais se entendermos que o abastecimento do líquido vital determinará o crescimento e desenvolvimento em todas as áreas. . A maioria desses empreendimentos não teve parâmetros técnicos rigorosos na época de sua construção, apesar de terem que contemplar várias etapas que vão desde a captação na fonte até a distribuição e uso final pelos consumidores. Este estudo de caso mostra uma avaliação do projeto e dimensionamento hidráulico, do ponto de vista da Norma CO 10.7-602 do Código Equatoriano para o Projeto de Construção de Obras Sanitárias. Este código apresenta vários parâmetros atualizados para gerar um dimensionamento do sistema de tubulação para pelo menos 20 anos no futuro. Foi realizado um levantamento de dados das instalações existentes na Comunidade São Vicente de Lacas, como medições do sistema atual, materiais de construção, consumo dos moradores. Por fim, obtém-se uma avaliação positiva das instalações e são feitas recomendações ao sistema para proteger a integridade mecânica das tubagens devido aos valores de pressão nos pontos mais baixos da linha de condução.

Palavras-chave: Sistemas de distribuição de água; parâmetros construtivos de instalações hidráulicas; Código de construção equatoriano.

Introducción

La Comunidad San Vicente de Lacas a 2850 m.s.n.m., pertenece al cantón Riobamba, provincia de Chimborazo. Los habitantes tienen como ocupación principal la agricultura, comercializan productos agrícolas y un número alto son jornaleros de la construcción.

Años atrás la comunidad se abastecía de agua potable dotada por el Municipio de Riobamba pero por la carencia del líquido vital surge la necesidad de buscar una solución para este inconveniente;

es así que en el año 2001 se toma la decisión de realizar el proyecto del sistema de agua potable para la comunidad, en tal virtud el mismo año LA AGENCIA DE AGUAS DE RIOBAMBA DEL CONSEJO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS, ADMINISTRANDO JUSTICIA EN NOMBRE DE LA REPÚBLICA Y POR AUTORIDAD DE LA LEY, resuelve: En el Proceso # 3739-2001, conceder al directorio de aguas de la comunidad San Vicente de Lacas, el aprovechamiento del agua proveniente de las vertientes determinadas como 1, 2, 3 de la quebrada Pailaguayco en un tramo de 150 metros comprendido entre cotas 3060 y 3070 m.s.n.m. y de los remanentes que produce bajo la carretera y el canal de riego Quimiag en esa misma quebrada, el caudal de 3,54 l/seg para que lo destinen a uso doméstico de unos 1540 habitantes y abrevaderos de animales, en concesión a plazo indefinido y exentos de pago por razones de Ley.

En marzo del 2006 entra en funcionamiento el sistema de agua potable, el mismo que está conformado por la captación, un sedimentador ubicados en las vertientes, y la planta de tratamiento situada en la comunidad San Vicente de Lacas; esta a su vez está constituida por un filtro de arena lento y el tanque de distribución; lugar en el que se realizaba la cloración por goteo considerando un caudal de ingreso de agua constante sin tomar en cuenta la variación de las condiciones climáticas que influyen drásticamente en las propiedades físico-químicas y microbiológicas del agua y por lo tanto en la calidad de la misma.

Para la comunidad San Vicente de Lacas el estudio de las vertientes denotó que no existen fuentes cercanas de abastecimiento. Las que servirán a los moradores de acuerdo a la adjudicación por parte del Consejo Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) son dos vertientes de afloramiento superficial que suministran un caudal de 0,10 l/s, y una fuente de agua superficial, río Paylahuaico, que tiene un caudal medido en verano de 10,50 l/s, las mismas que se encuentran ubicadas en el sector de la quebrada de Paylahuaico, cantón Chambo, provincia del Chimborazo.

Metodología

Descripción de las partes del Sistema hidráulico

El sistema de suministro de agua potable para la comunidad está conformado por las siguientes unidades:

- Captaciones
- Conducción

- Desarenador
 - Tratamiento
 - Reserva
 - Red de distribución
1. Captaciones y desarenador. Las captaciones se ubican, en la quebrada de Paylahuaico a una cota de 3050,41 msnm y están constituidas por dos vertientes de afloramiento superficial y una fuente de agua superficial (río Paylahuaico).

La captación de la fuente superficial se la realiza mediante un azud con rejilla de fondo, construido en hormigón ciclópeo $f^c=210$ kg/cm².

El agua que ingresa por la rejilla se conduce a través de una tubería de PVC de 160 mm y es trasladada hacia una caja reguladora de caudal, la misma que es de hormigón simple de $f^c=210$ kg/cm². Esta caja reguladora de caudal posee un vertedero de excesos por donde se elimina el agua sobrante que ingresa, lo cual garantiza que la captación sea de 5,2 l/s. Desde dicha caja el agua se conduce hacia el sedimentador a través de una tubería de hierro galvanizado de 3 plg.

Figura 1. Captación de río Paylahuaico hacia caja reguladora de caudal



En tanto que la captación de agua para cada una de la vertientes se la realiza desde una cámara de captación construida en hormigón armado junto a la quebrada, dentro de estas cámaras el agua cae en el piso y es conducida por tuberías de hierro galvanizado de 2 plg hacia el sedimentador, en el mismo punto donde desemboca el agua proveniente del río.

Figura 2. Cámara d captación de vertientes de Paylahuaico



Junto a los puntos de captación está el sedimentador, cuya salida se encuentra a 3049,81 m.s.n.m.

Figura 3. Sedimentador



2. Conducción. La conducción que se realiza desde la captación hacia la comunidad San Vicente de Lacas es totalmente por gravedad, habiéndose establecido tramos de tubería bien diferenciados de acuerdo a las características del terreno, los diámetros y longitudes de tuberías se encuentran en los planos. En todos los casos la tubería es de PVC y está enterrada, a excepción de un tramo de 90m debido a que en esta parte la conducción pasa por encima del río Chambo. La longitud total de tubería desde la captación hasta la llegada al tanque de distribución es de 7222,1 m.

Por cuestión de la diferencia de alturas entre la captación y el tanque de distribución que es de 262,31 m; la conducción se compone de cuatro tanques rompe presiones con sus respectivas válvulas para la operación y el mantenimiento. Las cotas a las que se encuentran estos rompe presiones consecutivamente son: rompe presión 1 = 2996,36 msnm; rompe presión 2 = 2951,69

msnm; rompe presión 3 = 2881,8 msnm; rompe presión 4 = 2832,25 msnm. Consecuentemente el tanque de distribución se encuentra a 2787,5 msnm.

3. Desarenador. El desarenador tiene como objetivo eliminar partículas más pesadas que el agua y que tienen un tamaño superior a 200 μm , sobre todo arenas pero también otras sustancias como cáscaras y semillas que eventualmente puede arrastrar el agua que fue conducida. La manera en la que cumple su objetivo es disminuyendo la velocidad del fluido que lleva partículas, ya por su forma alargada produce el descenso de estas por gravedad.

En la comunidad, por tratarse de captaciones de tipo superficial se hace necesaria la presencia de este elemento, que está construido en hormigón simple, dimensionado para un caudal de 5,2 l/s y un período de retención de 34 minutos con una carga superficial de 55 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ y una profundidad de 1,3 m. Las dimensiones del desarenador cumplen con normas de diseño.

El desarenador consta de una estructura de entrada en hormigón simple de tal manera que se reparta el agua de manera uniforme dentro del desarenador. La estructura de salida también será de del mismo material y se construirá para que no produzca turbulencia a la salida del agua; además, para el lavado del desarenador se ha considerado una compuerta metálica con volante de 0,3 x 0,4 m y se conectará a una caja de revisión.

4. Tratamiento. De acuerdo con los análisis fisicoquímico y microbiológico efectuados al agua de las vertientes, el líquido a tratarse presenta aceptables características que lo hace apto para el consumo humano debiendo tener un proceso de potabilización necesariamente.

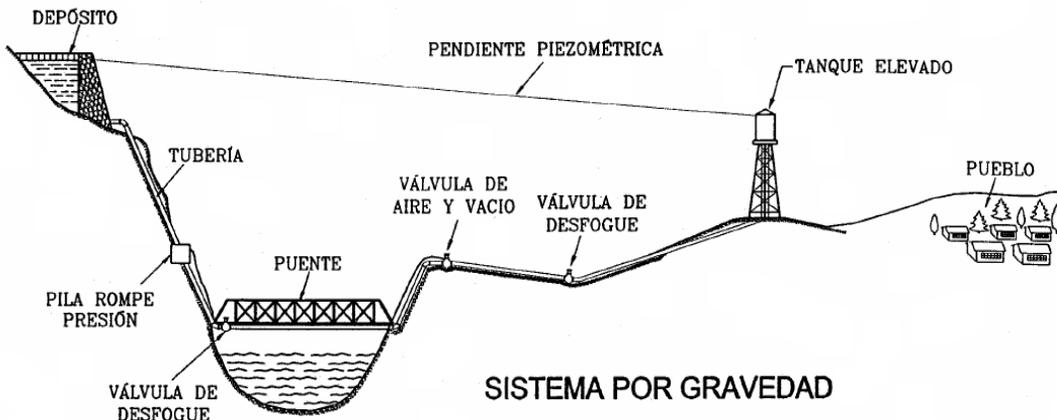
Como parte de este proceso de potabilización consta un filtro convencional lento descendente diseñado para un caudal de 5,68 l/s; con una tasa de filtración de 0,19 m/h y una profundidad de 2,6 m. La construcción realizada en hormigón armado consta de dos unidades paralelas de filtración cada uno de 10 m de largo y 5,50 m de ancho.

5. Reserva. El volumen de reserva que posee la comunidad es de 100 m^3 , el tanque que contiene este volumen es de forma circular y construido de ferrocemento. Está constituido por una cámara de válvulas para desagüe, desborde y salida del líquido a la red de distribución.

La alimentación a la reserva desde los filtros lentos es por medio de una tubería de 90 mm de PVC con sus respectivos accesorios

Evaluación hidráulica

Figura 4. Esquema de un sistema hidráulico por gravedad [3]



Es importante que los diseños de sistemas de agua potable, así como los de disposición de excretas y residuos líquidos, se realicen dentro de un marco adecuado para la realidad de las poblaciones rurales ecuatorianas. En este sentido existe una norma que considera la aplicación de tecnologías apropiadas para dicho fin, se trata del **“Código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias”** NORMA CO 10.7- 602. Norma que forma parte del código ecuatoriano de la construcción.

Esta norma ofrece un conjunto de especificaciones básicas para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable con un alcance nacional, es decir que instituciones públicas o privadas que tengan a cargo el diseño o fiscalización de sistemas de abastecimiento de agua potable deberán cumplir con las obligaciones de esta norma.

6. Bases de diseño. Se trata de definir los parámetros que se utilizan en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, según la NORMA antes mencionada, estas bases de diseño se componen de los siguientes parámetros:

- Período de diseño
- Población futura o de diseño
- Nivel de servicio
- Fugas

- Dotaciones
- Caudal medio
- Caudal máximo diario
- Caudal máximo horario
- Caudales y volumen para diseño

7. *Período de diseño.* Es el lapso durante el cual la obra cumple su función satisfactoria y eficientemente sin necesidad de ampliaciones; se toma en cuenta la durabilidad de las instalaciones, factibilidad de construcción, tendencia de crecimiento poblacional, entre otras. Según la normativa se considera un período de diseño de 20 años para construcciones civiles, los equipos están diseñados para un período de vida determinado por el fabricante.

En nuestro caso de estudio, el sistema ha funcionado a partir del año 2006, en tal razón el período de diseño para la evaluación es de 15 años.

8. *Población futura o de diseño.* La población de diseño se calcula en base a la población actual mediante un censo o recuento poblacional.

La comunidad San Vicente de Lacas alberga a 1280 habitantes, representadas en 280 jefes de familia. Debido a las características socio económicas de la comunidad, no presenta población flotante, pero por cuestiones de seguridad en el diseño se asume el valor del 2%, que significan 26 habitantes. Resultando una población actual $P_a = 1306$ habitantes.

Para el cálculo de la población futura se emplea el método de porcentaje uniforme de crecimiento. Que consiste en suponer que la proporción de crecimiento sigue una ley de interés compuesto, correspondiendo a la expresión:

$$P_f = P_a \times (1 + r)^n$$

En donde:

P_f : Población futura

P_a : Población actual

r : Tasa de crecimiento poblacional

n : Periodo de diseño (años)

Tabla 1. Tasas de crecimiento poblacional

AÑO	POBLACIÓN (miles)	TASA DE CRECIMIENTO (%)
1950	3 387	-
1960	4 439	2,70
1970	5 970	2,96
1980	7 961	2,88
1990	10 264	2,54
1995	11 460	2,20
1998	12 174	1,99
2000	12 646	1,97
2005	13 798	1,74
2010	14 899	1,54
2015	15 936	1,35

Fuente: CONDE, INEC, CELADE, Ecuador. Estimaciones y Proyecciones de Población 1950-2010

Esta ecuación está indicada para comunidades jóvenes con buenas perspectivas de futuro, horizontes libres y porvenir económico despejado.

Para el cálculo de la tasa de crecimiento poblacional, se tomará como base los datos estadísticos proporcionados por los censos nacionales y recuentos sanitarios. A esta comunidad es preferible tratarla como un sector urbano marginal y no como sector rural, dado que los sectores rurales, actualmente poseen índices de crecimiento negativos.

Contando con todos los datos se obtiene:

$$P_f = P_a \times (1 + r)^n = 1306 \text{ hab} \times (1 + 0,0154)^{15} = 1642,48 \text{ hab.}$$

Se adopta una población de diseño de 1642 *hab*.

9. *Niveles de servicio*. La tabla muestra los niveles de servicio aplicables para programas de abastecimiento de agua. El nivel que corresponde nuestro sistema es Iib, conexiones domiciliarias con más de un grifo por casa y sistema de alcantarillado sanitario.

Tabla 2. Nivel de servicio para sistemas de abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos.

NIVEL	SISTEMA	DESCRIPCIÓN
0	AP EE	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas, usos previstos del agua, preferencias y capacidad económica del usuario
Ia	AP EE	Grifos públicos Letrinas sin arrastre de agua
Ib	AP EE	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño Letrinas sin arrastre de agua
IIa	AP EE	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa Letrinas con o sin arrastre de agua
IIb	AP ERL	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa Sistema de alcantarillado sanitario
Simbología utilizada: AP: Agua potable EE: Eliminación de excretas ERL: Eliminación de residuos líquidos		

Fuente: Código ecuatoriano de la construcción. NORMA 10.7 – 602 PAG 21

10. *Fugas.* Para el cálculo de los diferentes caudales de diseño, se tomará en cuenta por concepto de fugas los porcentajes indicados en la siguiente tabla que se indica a continuación:

Tabla 3. Porcentaje de fugas a considerarse en el diseño de sistema de abastecimiento de agua.

NIVEL DE SEVICIO	PORCENTAJE DE FUGAS
Ia y Ib	10 %
IIa y IIb	20 %

Fuente: Código ecuatoriano de la construcción. NORMA 10.7 – 602 [4]

El porcentaje de fugas obtenido es del 20%

11. *Dotaciones.* La tabla siguiente muestra las dotaciones, según los niveles de servicio.

Tabla4. Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio.

NIVEL DE SERVICIO	CLIMA FRIO (l/hab*día)	CLIMA CALIDO (l/hab*día)
Ia	25	30
Ib	50	65
IIa	60	85
IIb	75	100

Fuente: Código ecuatoriano de la construcción. NORMA 10.7 – 602

Este valor es muy bajo, en la realidad de la comunidad. El consumo de agua en San Vicente a partir del mes de diciembre del año pasado es el que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla5. Consumo mensual de agua comunidad San Vicente de Lacas

GRUPO	Numero de Usuarios	DIC	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO
1	47	811	764	781	744	742	778	867	628	850
2	38	631	1316	914	1027	993	957	395	944	1252
3	40	652	710	701	844	698	724	1091	689	705
4	33	670	494	547	649	675	594	799	580	535
5	49	486	502	486	569	594	587	576	495	510
6	15	237	225	236	267	264	260	302	278	246
7	21	246	209	199	278	199	218	326	279	203
8	23	479	456	421	497	479	350	526	399	496
TOTAL	266	4212	4676	4285	4875	4644	4468	4882	4292	4797
PROMEDIO MENSUAL									4570,11 m ³	

El pico de consumo ocurre en el mes de marzo con 4875 m³

Si la población actual es $P_a = 1306$ habitantes el consumo de agua diario de cada habitante sería:

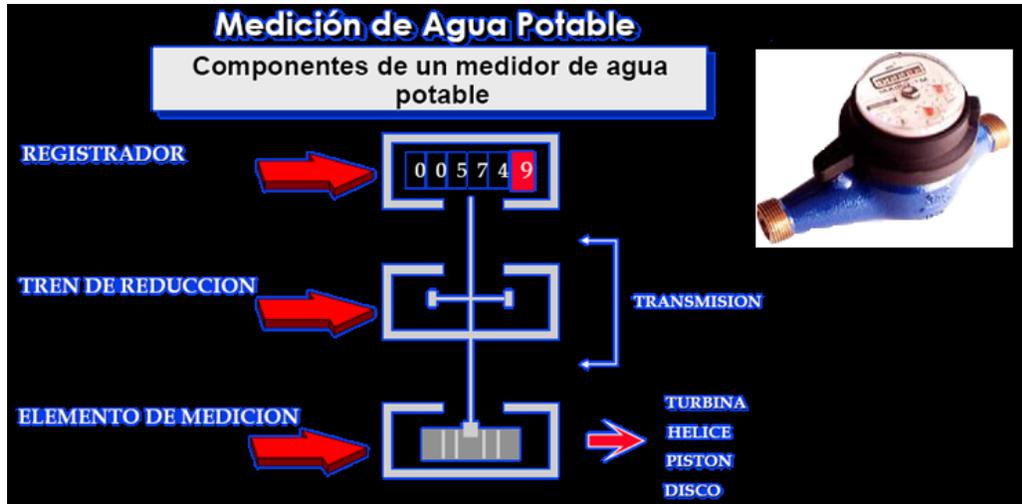
$$dotación = \frac{4875m^3}{1306hab \cdot mes}$$

$$dotación = 124,426 \frac{l}{hab \cdot día}$$

Considerando que las medidas del caudal se las realiza con medidor de agua potable de turbina de chorro simple, el margen de error se lo considera de $\pm 5\%$, la dotación futura para cálculos de diseño sería, considerando el valor más alto:

$$dotación = 130,65 \frac{l}{hab \cdot día}$$

Figura6. Medidor de agua potable de turbina



12. *Caudal medio* (Q_m). El caudal medio se calcula mediante la ecuación

$$Q_m = \frac{f \times (P \times D)}{86400}$$

En donde:

Q_m : Caudal medio (l/s)

f : Factor de fugas

P : Población de diseño

D : Dotación futura (l/hab día)

En consecuencia tenemos:

$$Q_m = \frac{f \times (P \times D)}{86400}$$

$$Q_m = \frac{1,2 \times (1642 \times 130,65 \text{ l/s})}{86400}$$

$$Q_m = 2,98 \text{ l/s}$$

13. *Caudal máximo diario* (QMD). El caudal máximo diario se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$QMD = KMD \times Q_m$$

En donde:

QMD : Caudal máximo diario

KMD : Factor de mayoracion máximo diario, cuyo valor es de 1,25 para todos los niveles de servicio; según la NORMA 10.7 – 602

El factor de mayoración se utiliza en virtud de que los consumos diarios pueden verse afectados por cambios fuertes en las actividades de la población según las diferentes épocas del año.

Entonces tenemos:

$$QMD = 1,25 \times 2,98 \text{ l/s}$$

$$QMD = 3,725 \text{ l/s}$$

14. *Caudal máximo horario (QMH)*. El caudal máximo horario se lo determinará con la siguiente ecuación:

$$QMH = KMH \times Q_m$$

En donde:

QMH: Caudal máximo horario

KMH: Factor de mayoración máximo diario, cuyo valor es de 3 para todos los niveles de servicio; según la NORMA 10.7 – 602

El factor de mayoración, en este caso, es un valor con el cual se puede cubrir los consumos máximos más frecuentes en las horas pico de utilización del líquido vital.

Entonces tenemos:

$$QMH = 3 \times 2,98 \text{ l/s}$$

$$QMH = 8,94 \text{ l/s}$$

Caudales y volumen de diseño

15. Fuente de abastecimiento. La norma indica que la fuente de donde se captará el líquido, deberá asegurar un caudal mínimo de dos veces el caudal máximo diario calculado.

$$Q_{minf.abastec.} = 2 \times QMD$$

$$Q_{minf.abastec.} = 2 \times 3,725 \text{ l/s}$$

$$Q_{minf.abastec.} = 7,45 \text{ l/s}$$

La determinación del caudal mínimo de la fuente se efectuará por métodos debidamente justificados y aprobados por la fiscalización. En la quebrada de Paylahuaico se ha aforado un caudal superior a 10 l/s. como valor mínimo en época de verano.

16. Captación. La estructura de captación, según la norma, deberá estar dimensionada para un caudal mínimo equivalente a 1,2 veces el caudal máximo diario correspondiente al final del período de diseño.

$$Q_{\text{míncaptación}} = 1,2 \times QMD$$

$$Q_{\text{míncaptación}} = 1,2 \times 3,725 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{míncaptación}} = 4,47 \text{ l/s}$$

17. Caudal de diseño para la conducción. Cuando la conducción no requiera de sistema de bombeo, la norma indica que el caudal de diseño será 1,1 veces el caudal máximo diario.

$$Q_{\text{diseño}} = 1,1 \times QMD$$

$$Q_{\text{diseño}} = 1,1 \times 3,725 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 4,0975 \text{ l/s}$$

Cuando se realice la conducción se deberá cuidar que el fluido circule a velocidades muy bajas para evitar problemas de sedimentación en la tubería, la presión total mínima en la línea de conducción deberá ser de 5 m.c.a., en ningún punto la tubería deberá trabajar a presiones mayores que las indicadas por el fabricante. El diámetro mínimo de la tubería deberá ser de 25mm (1plg).

18. Tratamiento. La planta de tratamiento del agua deberá ser dimensionada para un caudal igual a 1,1 veces el caudal máximo diario. Según norma.

$$Q_{\text{tratamiento}} = 4,0975 \text{ l/s}$$

19. Almacenamiento. La capacidad del tanque de almacenamiento será el 50% del volumen medio diario futuro. Según norma. En cualquier caso el reservorio no tendrá una capacidad menor a 10 m³.

Sabemos que el caudal medio tiene un valor de $Q_m = 2,98 \text{ l/s}$

El volumen medio de consumo en un día resultaría:

$$V_m = 2,98 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times 86400 \text{s} = 257472 \text{ l} = 257,472 \text{ m}^3 \quad (1)$$

$$V_{\text{almacenamiento}} = 0,5 \cdot V_m = 0,5 \times 257,472 \text{ m}^3 = 128,736 \text{ m}^3$$

20. Comparación de datos. Según la memoria técnica, del Sistema de agua potable para la Comunidad San Vicente de Lacas, cantón Riobamba, provincia de Chimborazo; realizada para llevar a cabo la obra de abastecimiento actual de la comunidad, dimensiona el sistema a partir de datos del IEOS.

La siguiente tabla detalla los valores de los parámetros de diseño con los que se realizó la obra existente, y los que se obtuvo mediante el código ecuatoriano para construcción de obras sanitarias Norma 10.7 - 602.

La obtención de los datos para la evaluación se la realizó bajo las mismas circunstancias con las que se obtuvieron los parámetros en la memoria técnica, estos son:

- Tiempo de duración de la obra 20 años.
- No se considera dotaciones de agua para sectores comerciales, industriales, público y usos especiales. Es netamente doméstico.
- La tasa de crecimiento tiene mucha concordancia ya que las características topográficas de la zona otorgan factibilidad de expansión y crecimiento poblacional.

Tabla6. Parámetros y valores de diseño, obra actual y evaluada según Norma 10.7-602

No.	PARÁMETROS DE DISEÑO	VALORES DE DISEÑO	
		Obra existente	Según Norma 10.7 - 602
1	Periodo de diseño	20 años	20 años, menos 5 años de tiempo transcurrido desde su ejecución.
2	Población de diseño	1700 hab. ($i_c = 2,5$)	1642 hab. ($i_c = 2,5$)
3	Dotación	$160 \frac{l}{hab \cdot día}$	$130,65 \frac{l}{hab \cdot día}$ Según datos recopilados del último año
4	Caudal medio Q_m	3,15 l/s	2,98 l/s
5	Caudal máximo diario QMD	4,73 l/s	3,725 l/s
6	Caudal máximo horario QMH	14,19 l/s	8,94 l/s
Caudales y volumen de diseño			
7	Captación	5,68 l/s	4,47 l/s

8	Conducción	5,2 l/s	4,0975 l/s
9	Tratamiento	5.2 l/s	4,0975 l/s
10	Tanque de reserva	100 m ³	128,736 m ³

Resultados y discusión

21. **Determinación del diámetro de la tubería.** Para determinar el diámetro de la tubería se han considera los tramos correspondientes a las indicaciones en el esquema Anexo G, los mismos que se delimitan por los reductores de presiones que intervienen, como se indica en la siguiente tabla:

Tabla7. Cotas de los rompe presiones.

No.	Punto	Altura (m.s.n.m.)
1	Rompe presión TRP#1	2996,36
2	Rompe presión TRP#2	2951,69
3	Rompe presión TRP#3	2881,80
4	Rompe presión TRP#4	2832,25
5	Tanque de distribución	2787,50
	ΔZ total	262,31 m

Los detalles del dimensionamiento de los rompe presiones se presentan en el Anexo H.

Tramo 1

- $z_1 = 3049,81 \text{ m}$ Lugar de captación del agua
- $z_2 = 2996,36 \text{ m}$ Primer reductor de presión
- $L = 721,34 \text{ m}$
- $Temp_{agua} = 15^\circ C$
- $\nu = 1,141 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ Viscosidad cinemática
- $Q = 4,0975 \text{ l/s}$
- $\varepsilon = 0,000009 \text{ m}$ Rugosidad PVC

Algoritmo de solución:

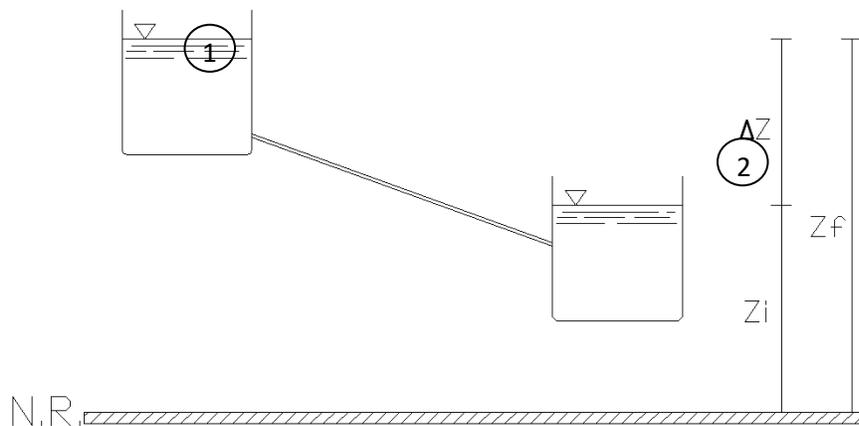
Se plantea el balance de energía mecánica entre el punto 1 y el punto 2:

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} - H_{r1-2} = \frac{P_2}{\rho \cdot g} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} + 3049,81m + \frac{v_1^2}{2g} - H_{r1-2} = \frac{P_2}{\rho \cdot g} + 2996,36m + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$H_{r1-2} = 53,45 m$$

Figura 1. Esquema conducción de agua por gravedad



Sabemos, que si la relación $\frac{L}{D} > 1000$, entonces se desprecia las pérdidas secundarias, teniendo para el análisis únicamente Pérdidas primarias o por longitud de tubería. Utilizando la ecuación de DarcyWeisbach $H_{r1-2} = \lambda \frac{L \cdot v^2}{D \cdot 2g}$ y la ecuación de caudal $Q = V \cdot A$, se despeja la incógnita a resolver en este caso sería el D.

$$H_{r1-2} = \lambda \frac{L \cdot v^2}{D \cdot 2g}$$

$$53,45 m = \lambda \frac{L \cdot v^2}{D \cdot 2g}$$

Si $V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}}$ reemplazando y despejando la incógnita en la ecuación tenemos:

$$D = \sqrt[5]{\lambda \frac{L \cdot Q^2}{(z1 - z2) \cdot \left(\frac{\pi}{4}\right)^2 \cdot 2 \cdot g}}$$

$$D = \sqrt[5]{\lambda \frac{721,34 \text{ m} \cdot \left(4,0975 \times \frac{10^{-3} \text{ m}^3}{\text{s}}\right)^2}{(53,45 \text{ m}) \cdot \left(\frac{\pi}{4}\right)^2 \cdot 2 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}}}}$$

El termino λ , no lo conocemos. Así que la resolución se lo hace de manera iterativa, postulando como primer valor $\lambda = 0.02$ (λ no puede ser mayor a 0.1 en ningún caso). Par determinar λ , se lo hace por ecuaciones o por el diagrama de Moody. Preferimos hacerlo por la ecuación de Fanno al considerar que es un flujo turbulento cuyo número de Reynolds estará dentro del intervalo $5 \times 10^3 \leq Re \leq 10^8$.

$$\lambda = \frac{0,25}{\left[\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7d} + \frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right]^2}$$

1. Con ello se determina el valor del diámetro y a partir de esto se determina:

$$\frac{\rho \cdot v \cdot D_i}{\mu} = \text{Número de Reynols.}$$

$$\frac{\varepsilon}{D_i} = \text{Rugosidad relativa.}$$

El objetivo de las iteraciones es llegar a que los valores de λ coincidan. En este momento se aceptará el valor del diámetro correspondiente.

Tabla 8. Resultados del tramo 1

λ	D [m]	V [m/s]	Re	ε/D	λ calculado
0,02	0,05185193	1,94043114	71358,2249	0,00017357	0,02002453
0,02002453	0,05186464	1,93947979	71340,7301	0,00017353	0,02002525
0,02002525	0,05186502	1,93945194	71340,2178	0,00017353	0,02002527
0,02002527	0,05186503	1,93945112	71340,2028	0,00017353	0,02002528
0,02002528	0,05186503	1,9394511	71340,2024	0,00017353	0,02002528

Tramo 2

- $z_1 = 2996,36 \text{ m}$ Primer reductor de presión
- $z_2 = 2951,69 \text{ m}$ Segundo reductor de presión
- $\Delta z = 44,67 \text{ m}$
- $L = 1671,92 \text{ m}$
- $Tempagua = 15^\circ C$
- $\nu = 1,141 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ Viscosidad cinemática
- $Q = 4,0975 \text{ l/s}$
- $\varepsilon = 0,000009 \text{ m}$ Rugosidad PVC

Tabla 9. Resultados del tramo 2

λ	D [m]	V [m/s]	Re	ε/D	λ calculado
0,02	0,06358671	1,2903138	58189,2274	0,00014154	0,02068408
0,02068408	0,06401586	1,27307165	57799,1356	0,00014059	0,02070786
0,02070786	0,06403057	1,27248673	57785,8561	0,00014056	0,02070867
0,02070867	0,06403108	1,27246671	57785,4015	0,00014056	0,0207087
0,0207087	0,0640311	1,27246603	57785,3859	0,00014056	0,0207087
0,0207087	0,0640311	1,272466	57785,3854	0,00014056	0,0207087

Tramo 3

- $z_1 = 2951,69 \text{ m}$ Segundo reductor de presión
- $z_2 = 2881,80 \text{ m}$ Tercer reductor de presión
- $\Delta z = 69,89 \text{ m}$
- $L = 707,64 \text{ m}$
- $Tempagua = 15^\circ C$
- $\nu = 1,141 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ Viscosidad cinemática
- $Q = 4,0975 \text{ l/s}$
- $\varepsilon = 0,000009 \text{ m}$ Rugosidad PVC

Tabla 10. Resultados del tramo 2

λ	D [m]	V [m/s]	Re	ϵ/D	λ calculado
0,02	0,048956	2,17678845	75579,3291	0,00018384	0,01986108
0,01986108	0,0488878	2,1828658	75684,7601	0,0001841	0,01985725
0,01985725	0,04888591	2,18303455	75687,6855	0,0001841	0,01985714
0,01985714	0,04888586	2,18303923	75687,7666	0,0001841	0,01985714
0,01985714	0,04888586	2,18303936	75687,7689	0,0001841	0,01985714

Tramo 4

- $z_1 = 2881,80 \text{ m}$ Tercer reductor de presión
- $z_2 = 2832,25 \text{ m}$ Cuarto reductor de presión
- $\Delta z = 49,55 \text{ m}$
- $L = 340,46 \text{ m}$
- $Tempagua = 15^\circ C$
- $\nu = 1,141 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ Viscosidad cinemática
- $Q = 4,0975 \text{ l/s}$
- $\epsilon = 0,000009 \text{ m}$ Rugosidad PVC

Se utiliza el mismo algoritmo de solución:

Tabla 11. Resultados del tramo 4

λ	D [m]	V [m/s]	Re	ϵ/D	λ calculado
0,02	0,04530341	2,5419452	81672,9067	0,00019866	0,0196569
0,0196569	0,0451469	2,55960047	81956,0485	0,00019935	0,01964823
0,01964823	0,04514292	2,56005202	81963,2772	0,00019937	0,01964801
0,01964801	0,04514282	2,5600635	81963,4611	0,00019937	0,01964801
0,01964801	0,04514282	2,5600638	81963,4658	0,00019937	0,01964801

Tramo 5. Después del último reductor de presión existe el tramo de tubería más largo 3,78 Km; en el cual también existe la cota más baja de ubicación de la tubería, alcanzando un $\Delta z = 329,29 \text{ m}$ desde el TRP #4 hasta el Puente que cruza el río Chambo.

Debido a esta diferencia de altura que se traduce en una elevada presión en la tubería, es necesario seccionar este tramo en tres partes de manera que el sector inicial y final soporte presiones moderadas y el sector intermedio sea el de alta presión.

La determinación del diámetro de la tubería, se lo hace de la misma manera como en los anteriores casos, salvo que en este tramo será necesario determinará los puntos en donde se deba cambiar el material de la tubería debido a la presión que se maneja.

Esto se lo determina más adelante en la verificación de la selección de tuberías por presiones.

- $z_1 = 2832,25 \text{ m}$ Cuarto reductor de presión
- $z_2 = 2787,5 \text{ m}$ Tanque de distribución
- $L = 30780,74 \text{ m}$
- $Tempagua = 15^\circ C$
- $\nu = 1,141 \times 10^{-6} m^2/s$ Viscosidad cinemática
- $Q = 4,0975 \text{ l/s}$
- $\varepsilon = 0,000009 \text{ m}$ Rugosidad PVC

Tabla 12. Resultados del tramo 5

λ	D [m]	V [m/s]	Re	ε/D	λ calculado
0,02	0,07483129	0,93166901	49445,3829	0,00012027	0,02129452
0,02129452	0,07577585	0,90858692	48829,0372	0,00011877	0,02134451
0,02134451	0,07581139	0,90773519	48806,1451	0,00011872	0,02134639
0,02134639	0,07581272	0,90770327	48805,2868	0,00011871	0,02134646
0,02134646	0,07581277	0,90770207	48805,2547	0,00011871	0,02134646
0,02134646	0,07581277	0,90770203	48805,2534	0,00011871	0,02134646

Se tabula los diámetros encontrados para proceder a la selección del diámetro de la tubería que exista comercialmente. El diámetro seleccionado proviene de la marca comercial según el catálogo.

Tabla13. Diámetros calculados y seleccionados para el transporte de agua.

TRAMO	Ø CALCULADO [mm]-[plg]	Ø SELECCIONADO Comercial [mm]-[plg]	CARACTERÍSTICAS DE TUBERÍA		
			Ø EXTERIOR [mm]	ESPESO R DE PARED máximo. [mm]	SERIE TUBERÍA A
1	51,87 - 2,04	63	63	3,5	10.0
2	64,03 - 2,52	75	75	3,4	12.5
3	48,89 - 1,92	63	63	3,5	10.0
4	45,14 - 1,78	63	63	3,5	10.0
5	75,81 - 2,98	90	90	5	10.0

Se revisan los valores de la presión a las cuales están expuestas las tuberías, la presión máxima a la que se encuentran sometidas será igual la suma de la presión estática o por columna de agua, más la presión cinética o por velocidad de fluido y más la presión producida por el golpe de ariete.

Evaluación de la tubería seleccionada por presión

Cálculo del golpe de ariete. El fenómeno del golpe de ariete consiste en la alternancia de depresiones y sobrepresiones debido al movimiento oscilatorio del agua dentro de la tubería, es una variación de presión que se puede producir tanto en sistemas de bombeo como en abastecimientos por gravedad.

El valor de esta sobrepresión debe tenerse en cuenta en el dimensionamiento de la tubería para evitar sobredimensionamientos que encarezcan la instalación o diámetros calculados por defecto que en el peor de los casos conlleven a una rotura.

Describiendo este fenómeno se puede decir que si el fluido está circulando por una tubería a una velocidad determinada y mediante una válvula se le corta el paso totalmente, el agua más próxima a la válvula se detendrá bruscamente y será empujada por la que viene detrás. Como el agua es algo compresible, empezará a comprimirse en las proximidades de la válvula, y el resto del líquido comprimirá al que le precede hasta que se anule su velocidad. Esta compresión se va trasladando hacia el origen conforme el agua va comprimiendo al límite la que le precede, de manera que al

cabo de un cierto tiempo toda el agua de la tubería está en estas condiciones, concluyendo la primera etapa del golpe de ariete.

En definitiva, se forma una onda de máxima compresión que se inicia en las proximidades de la válvula y se traslada al origen. La energía cinética que lleva el agua se transforma en energía de compresión. Cuando el agua se detiene, ha agotado su energía cinética y se inicia la descompresión en el origen de la conducción trasladándose hacia la válvula, y por la ley pendular esta descompresión no se detiene en el valor de equilibrio, sino que lo sobrepasa para repetir el ciclo. Esta descompresión supone una depresión, que retrocede hasta la válvula para volver a transformarse en compresión, repitiendo el ciclo y originando en el conducto unas variaciones ondulatorias de presión que constituyen el golpe de ariete. En definitiva, se producen transformaciones sucesivas de energía cinética en energía de compresión y viceversa, comportándose el agua como un resorte.

Para calcular el valor de esta sobrepresión en el caso de abastecimientos por gravedad se determinan los siguientes parámetros:

Valor de la celeridad o velocidad de onda. La celeridad (a) es la velocidad de propagación de la onda de presión a través del agua contenida en la tubería, por tanto sus dimensiones son LT^{-1} . Una expresión práctica propuesta por Allievi, que permite una evaluación rápida del valor de la celeridad cuando el fluido circulante es agua, es la siguiente:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}}$$

Siendo:

k : Coeficiente en función del modulo de elasticidad (ϵ) del material constitutivo de la tubería

D : Diámetro interior de la tubería

e : Espesor de la tubería

En el caso de que la conducción esté constituida por tramos de tubería de diferentes características (diámetros, material, espesor, etc), se debe calcular una celeridad media.

Tabla 14. Valores de k para hallar la celeridad

Valores de K para hallar la celeridad

Material de la tubería	ϵ (kg/m ²)	K
Palastros de hierro y acero	$2 \cdot 10^{10}$	0.5
Fundición	10^{10}	1
Hormigón (sin armar)	$2 \cdot 10^9$	5
Fibrocemento	$1.85 \cdot 10^9$	5.5 (5-6)
PVC	$3 \cdot 10^8$	33.3 (20-50)
PE baja densidad	$2 \cdot 10^7$	500
PE alta densidad	$9 \cdot 10^7$	111.11

Fuente: Ingeniería rural. Golpe de ariete [5]

A pesar de que en nuestro caso tenemos varias características de tuberías, el tramo que se ve afectado por el golpe de ariete solamente sería el final (tramo 5), ya que todos se encuentran enlazados por medio de rompe presiones.

La tabla siguiente detalla los valores de la celeridad para los 5 tramos de tubería que existe nuestro caso de estudio.

Tabla 15. Valores de celeridad para los distintos tramos de tubería

TRAMO	Ø EXTERIOR [mm]	ESPESOR [mm]	Ø INTERIOR [mm]	CELERIDAD (a) [m/s]
1	63	3,5	59,5	399,4014076
2	75	3,4	71,6	361,6032575
3	63	3,5	59,5	399,4014076
4	63	3,5	59,5	399,4014076
5	90	5	85	399,4014076

El valor que nos interesa manejar, debido a la explicación anterior es de $a=399,401\text{m/s}$

Tiempo de cierre de la válvula y tiempo de parada de la bomba. Cierre lento y cierre rápido. Se define el tiempo (T) como el intervalo entre el inicio y el término de la maniobra, sea cierre o apertura, total o parcial, ya que durante este tiempo se produce la modificación del régimen de movimiento del fluido. Este concepto es aplicable tanto a conducciones por gravedad como a sistemas de bombeo, conociéndose en el primer caso como tiempo de cierre de la válvula y como tiempo de parada en el segundo. El tiempo de cierre de una válvula puede medirse con un cronómetro, es un tiempo físico y real, fácilmente modificable, por ejemplo, con desmultiplicadores, cambiando la velocidad de giro en válvulas motorizadas, etc.

Por el contrario, en el caso de las bombas, el tiempo de parada no puede medirse de forma directa y es más difícil de controlar.

Puesto que L es la longitud de la tubería, y a es la velocidad de propagación de la onda de presión, $\frac{2L}{a}$ será el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa.

Por lo tanto si $T < \frac{2L}{a}$ la maniobra ya habrá concluido cuando se produzca el regreso de la onda de presión y tendremos un *Cierre rápido*, alcanzándose la sobrepresión máxima en algún punto de la tubería. Sin embargo si $T > \frac{2L}{a}$, se tratara de un *Cierre lento* y ningún punto alcanzará la sobrepresión máxima, ya que la primera onda positiva reflejada (descompresión) regresa antes de que se genere la nueva onda negativa (compresión).

$$T < \frac{2L}{a} \text{ CIERRE RAPIDO}$$

$$T > \frac{2L}{a} \text{ CIERRE LENTO}$$

Como a mayor tiempo T , menor sobrepresión, si podemos controlar T , limitaremos en gran medida los problemas en tuberías, siendo éste el caso de los abastecimientos por gravedad.

En el caso de estudio el valor de este tiempo sería:

$$\frac{2 L_{Tramo 5}}{a} = \frac{23780,74m}{399,401m/s} = 18,932 s$$

De lo que podemos concluir que si la válvula al final del trayecto de conducción de agua se cierra antes de los 19s, se considera un cierre rápido; y un tiempo más prolongado acortaría el valor de la sobrepresión del ariete.

Valor de la sobrepresión por golpe de ariete. Ecuaciones de Michaud y Allieve. Una vez conocido el valor del tiempo T y determinado el caso en el que nos encontramos (cierre lento o cierre rápido), el cálculo del golpe de ariete se realizará de la forma siguiente:

Para cierre Rápido

Se utiliza la ecuación de Allieve, la cual calcula el valor máximo del golpe de ariete que puede producirse en una conducción. Como se observa en la expresión este valor es independiente de la longitud de la tubería.

Se calcula el valor máximo de presión que puede producirse por el efecto de ariete.

$$\Delta H_A = \frac{a \cdot v}{g}$$

Donde:

ΔH_A : Sobrepresión debida a golpe de ariete según Allieve (m.c.a.)

a : Celeridad (m/s)

v : Velocidad del fluido (m/s)

g : Gravedad (m/s²)

$$\Delta H_A = \frac{399,401 \text{ m/s} \cdot 0,908 \text{ m/s}}{9,8 \text{ m/s}^2}$$

$$\Delta H_A = 37,006 \text{ m}$$

Para cierre Lento

Se utiliza la ecuación de Michaud, en donde ese involucra la longitud de la tubería y también el tiempo de cierre de la válvula, pero no toma en cuenta la compresibilidad del agua ni la elasticidad de la tubería, por cuanto no aparece el termino de celeridad.

$$\Delta H_M = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$$

Donde:

ΔH_M : Sobrepresión debida a golpe de ariete según Michaud (m.c.a.)

L : Longitud de tubería (m)

v : Velocidad del fluido (m/s)

g : Gravedad (m/s²)

T : Tiempo de cierre (s)

$$\Delta H_M = \frac{2 \cdot 3780,74 \text{ m} \cdot 0,908 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 18,932 \text{ s}}$$

$$\Delta H_M = 37,006 \text{ m}$$

El valor de sobrepresión resulta ser el mismo, pues en este caso estamos utilizando el valor del tiempo crítico, al tener la posibilidad de manipular este tiempo, por ser las válvulas manuales, se

evidencia entonces que al mayorar dicho tiempo la sobrepresión disminuye; por ejemplo en un cierre que dure 30 s:

$$\Delta H_M = \frac{2 \cdot 3780,74 \text{ m} \cdot 0,908 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 30 \text{ s}}$$

$$\Delta H_M = 23,353 \text{ m}$$

Representando gráficamente las ecuaciones de Allievi y de Michaud, se observa que, si la conducción es lo suficientemente larga, las dos rectas se cortan en un punto, denominado **punto crítico**. La longitud del tramo de tubería regido por la ecuación de Michaud se conoce como **longitud crítica** (L_c), y su valor se obtiene, lógicamente, igualando las fórmulas de Michaud y Allievi.

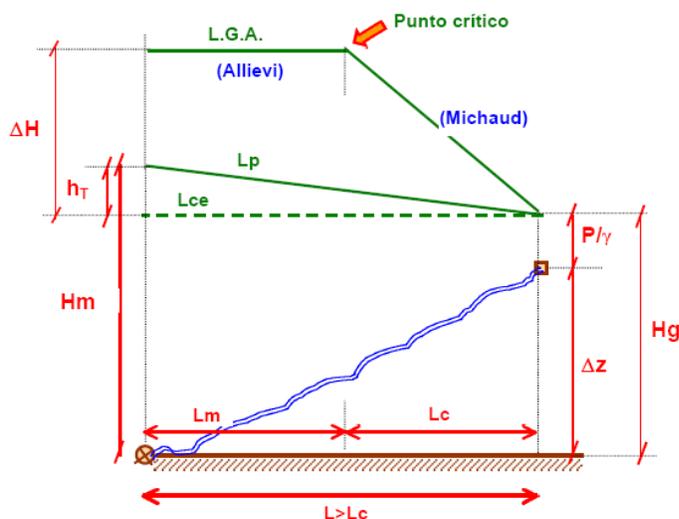
$$\frac{2 \cdot L_c \cdot v}{g \cdot T} = \frac{a \cdot v}{g}$$

$$L_c = \frac{a \cdot T}{2}$$

Excepto en el caso de ser la pendiente hidráulica mayor del 50% ($\alpha = 26,6^\circ$), en que se recomienda considerar la sobrepresión de Allievi en toda la conducción, el valor así calculado lo soportará el tramo de tubería de longitud L_m , siendo $L_m = L - L_c$. La velocidad del fluido será tomada a partir del diámetro calculado.

La pendiente en nuestro caso es del 3,5% ($\alpha = 2^\circ$).

Figura 8. Líneas de presiones para un sistema de conducción por gravedad [5]



Entonces tendríamos como longitud crítica:

$$L_c = \frac{399,401 \frac{m}{s} \cdot 30 s}{2}$$

$$L_c = 5991,015 m$$

Si $L < L_c$, se trata de una **impulsión (conducción) corta**, que se correspondería con un **cierre lento**, calculándose el golpe de ariete mediante la fórmula de Michaud.

Si $L > L_c$ entonces la **impulsión (conducción) es larga** y el **cierre rápido**, siendo el valor del golpe de ariete el dado por Allievi desde la válvula hasta el punto crítico y por Michaud en el resto.

Tabla 16. Condiciones para cierre lento o cierre rápido.

$L < L_c$	Impulsión corta	$T > \frac{2 \cdot L}{a}$	Cierre lento	Michaud	$\Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$
$L > L_c$	Impulsión larga	$T < \frac{2 \cdot L}{a}$	Cierre rápido	Allievi	$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g}$

Fuente: Golpe de ariete, Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola de ciudad Real

Para la conducción de San Vicente de Lacas, $L < L_c$ (5991,015 m < 3780,74 m) se tiene una impulsión corta con cierre lento, utilizando la ecuación de Michaud, donde fácilmente se puede manipular el tiempo de cierre de la válvula.

Las presiones estáticas que se muestran en la tabla 21 corresponden a la columna de agua que soporta la tubería; en el caso del tramo 5, al tener un valor muy elevado el material de P.V.C. no satisface las necesidades. Se propone el seccionamiento de este tramo de tubería en tres partes de manera que el sector inicial y final soporte presiones moderadas y el sector intermedio sea el de alta presión. Ver figura 10.

Los puntos donde se debería hacer el cambio del material de la tubería deben ubicarse a una diferencia de altura no mayor a 100 m (dado que es la presión de trabajo de la tubería considerando un margen de seguridad del 21,4%; aunque tomando como analogía la ubicación de los rompe presiones, existen referencias de que estos no se deben ubicar a un Δz mayor a 70 m) desde TRP#4 y desde el tanque reservorio, respectivamente como punto P1 y P2; estos seccionarían al tramo 5 en tramo 5A, 5B y 5C.

La Tabla 18 muestra comparativamente los puntos propuestos y puntos actuales, cambio de material de tubería en el tramo 5.

La ubicación del punto P1 propuesto en comparación con el existente tiene una diferencia de apenas 2,25 m por lo que se da como aceptado. Mientras que la ubicación del punto P2 actual está excediendo el valor que se propone al utilizar la tubería de P.V.C. para presión que se ha seleccionado. Se propone en este caso, que el punto P2 se ubicara a 284,57 m aguas arriba, conforme a la pendiente topográfica del sector, asegurando que la diferencia de alturas es de 100 m como se propone en el punto P2m.

De esta manera quedaría demostrado que, el material de la tubería en los tramos 5A y 5C, funcionará correctamente con aquel que se seleccionó anteriormente (P.V.C. para alta presión).

Para el tramo 5B se selecciona tubería de acero bajo la norma ASTM A53, Los tubos ordenados bajo esta especificación son productos que se obtiene por laminación en caliente de un tocho de acero estructural y se destinan para usos a presión media, alta y mecánicos y son también aceptables para usos comunes en líneas de fluidos poco corrosivos como vapor, agua, gas y aire. Son adecuados para soldado y para operaciones de conformado que involucren enrollado, doblado y formación de bridas según su tipo.

Tabla 17. Verificación mediante la presión de trabajo de la tubería seleccionada

TRAMO	PRESIÓN ESTÁTICA A Δz [m. c. a.]	PRESIÓN DINÁMICA $\frac{v^2}{2g}$ [m. c. a.]	P. GOLPE DE ARIETE ΔH_M [m. c. a.]	PRESIÓN TOTAL [m. c. a.] [psi]	PRESIÓN TRABAJO TUBERÍA [m. c. a.] [psi]	TIPO TUBERÍA
1	53,45	0,111	-	53,561 - 76,174	127,259 - 181	P.V.C. para presión
2	44,67	0,053	-	44,723 - 63,605	101,948 - 145	P.V.C. para presión
3	69,89	0,111	-	70,001 - 99,555	127,259 - 181	P.V.C. para presión
4	49,55	0,111	-	49,661 - 70,627	127,259 - 181	P.V.C. para presión
5	329,29	0,027	37,006	366,32 - 520,98	127,259 - 181	P.V.C. para presión

Tabla 18. Comparación de los puntos propuestos y puntos actuales, cambio de material de tubería para el tramo 5

PUNTOS PROPUESTOS	Δz propuesto	PTOS ACTUAL	Δz actual	$\Delta z_p - \Delta z_a$	OBSERVACIÓN
P1	100 ($Z_{TRP\#4} - Z_{P1}$)	P1	102,25 ($Z_{TRP\#4} - Z_{P1}$)	2,25	Aceptado
P2m	100 ($Z_{RSRVA} - Z_{P2m}$)	P2	129,32 ($Z_{RSRVA} - Z_{P2}$)	29,32	Cambio de ubicación del punto P2

Figura 9. Esquema Tramo 5 instalación actual de la tubería

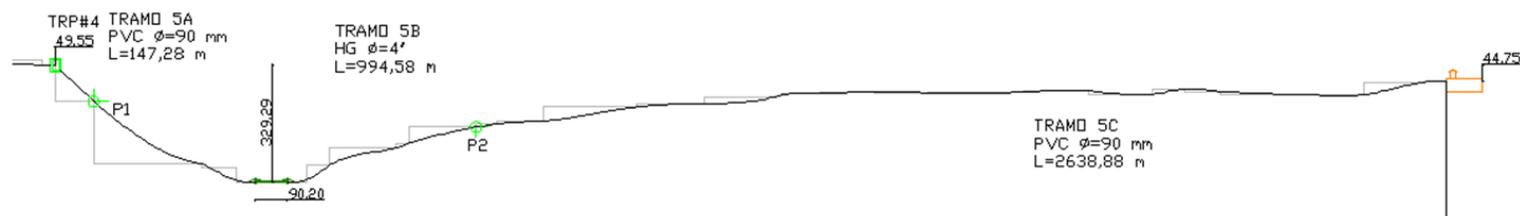
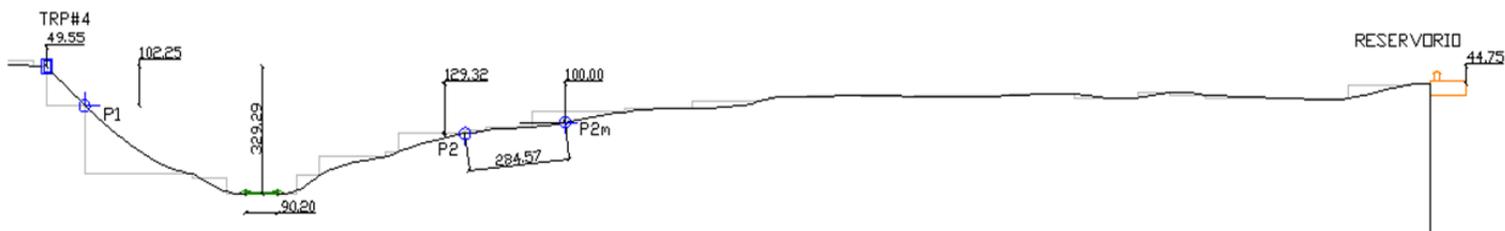


Figura 10. Esquema Tramo 5, puntos propuestos de cambio de material de tubería

Según el catálogo de tubos de acero para conducción de fluidos COVAL, el cual se encuentra en



el Anexo K, se selecciona el diámetro de la tubería. Con las siguientes características:

Tabla 19. Catálogo de selección de diámetros de tubería

DIAMETRO NOMINAL NPS	DIAMETRO EXTERIOR (Pulg.)	ESPESOR DE PARED (Pulg.)	PESO TUBO 6 M.		LARGO DEL TUBO (M)	PRESION DE PRUEBA (psi)
			Negro (kg)	Galvanizado (Kg)		
1/4"	0.540	0.088	3.793	4.137	6.00	700
3/8"	0.675	0.091	5.067	5.512	6.00	700
1/2"	0.840	0.109	7.597	8.155	6.00	700
3/4"	1.050	0.113	10.096	10.810	6.00	700
1"	1.315	0.133	14.990	15.891	6.00	700
1 1/4"	1.660	0.140	20.290	21.450	6.00	1200
1 1/2"	1.900	0.145	24.264	25.603	6.00	1200
2"	2.375	0.154	32.613	34.307	6.00	2300
2 1/2"	2.875	0.203	51.719	53.757	6.00	2500
3"	3.500	0.216	67.636	70.141	6.00	2220
4"	4.500	0.237	96.355	99.587	6.00	1900
6"	6.625	0.280	169.399	174.239	6.00	1520

Fuente: Coval.com (2010). Tubos de acero para instalaciones de gas y conducción de fluidos
Con lo cual se tendría una conformación de los tramos de la tubería de la siguiente manera:

Tabla 20. Tipos de tuberías para los distintos tramos de conducción.

TRAMO	PRESIÓN TOTAL [m. c. a.][psi]	PRESIÓN TRABAJO TUBERÍA [m. c. a.][psi]	TIPO TUBERÍA
1	53,561 - 76,174	127,259 - 181	P.V.C. para presión
2	44,723 - 63,605	101,948 - 145	P.V.C. para presión
3	70,001 - 99,555	127,259 - 181	P.V.C. para presión
4	49,661 - 70,627	127,259 - 181	P.V.C. para presión
5A	102,25 - 145,429	127,259 - 181	P.V.C. para presión
5B	366,323 - 520,984	1335,866 - 1900	Tubería acero norma ASTM A36
5C	100 - 142,229	127,259 - 181	P.V.C. para presión

El anexo C se indica el esquema de tubería actual de conducción, y en el anexo G se muestra el sistema de conducción con la tubería propuesta.

22. *Comparación de datos.* La tabla 25 cita comparativamente los resultados obtenidos en la evaluación hidráulica.

De lo que se puede evidenciar que existen dos datos a los cuales objetamos:

- El primero es que el Tramo 2 puede ser de un diámetro nominal de 75 mm, dada su longitud de 1671,92 m, el valor económico economizado sería significativo.
- Y segundo, el punto de cambio de material de la tubería, del Tramo 5B al Tramo 5C, se lo debería ubicar a 284,57 m aguas arriba, de tal manera que el Δz entre este punto y el tanque de distribución no sea mayor a 100m y la presión de trabajo de la tubería seleccionada posea un margen de seguridad del 22% aproximadamente.

Red de distribución del agua potable en la comunidad

La comunidad San Vicente de Lacas cuenta con un sistema de distribución de circuito cerrado, esta característica es beneficiosa cuando se conduce agua tratada con presencia de cloro libre, debido a que no existen puntos de estanqueidad o ramales que permanezcan inactivos, cuando el usuario no requiera de agua, y el nivel de cloro libre en dichos lugares no tiende a elevarse.

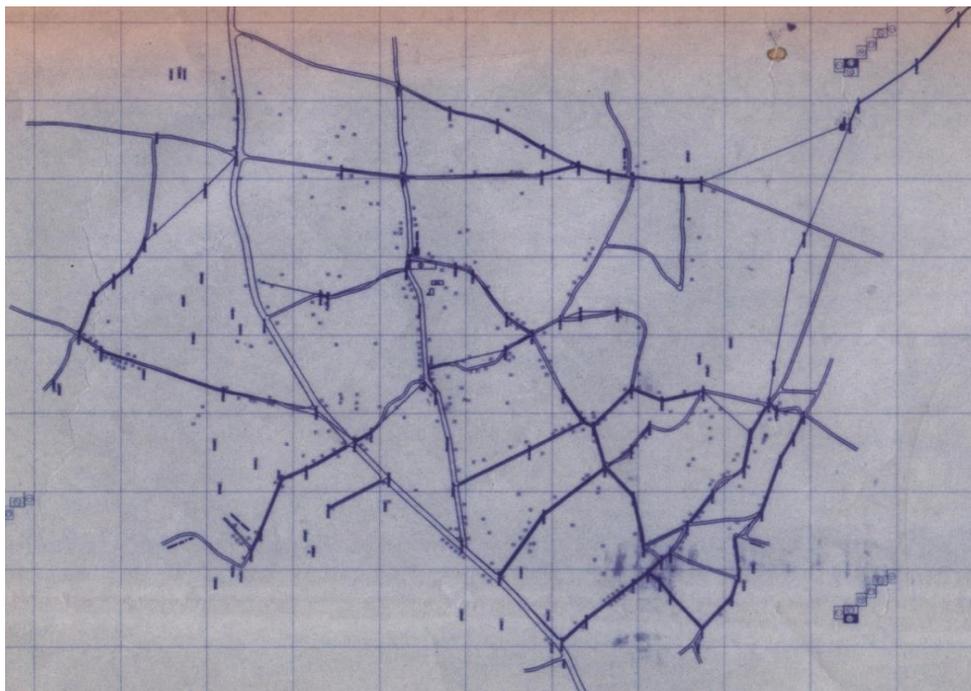
La figura 12 muestra un croquis de la tubería para la distribución de la comunidad. Para una mejor administración técnica y económica de este sistema, San Vicente de Lacas se encuentra dividido en 8 sectores, delimitados por los ramales de la tubería que se hallan instalados por los distintos caminos que comunican los sectores de la comunidad. En la figura 13 se presenta esta distribución sectorizada.

Tabla 21. Comparación tubería actual y propuesta por evaluación hidráulica

TRAMO	TUBERÍA ACTUAL			TUBERÍA PROPUESTA POR EVALUACIÓN HIDRÁULICA				
	DIÁMETRO NOMINAL [mm]	PRESIÓN TOTAL [m. c. a.][psi]	LONGITUD [m]	DIÁMETRO NOMINAL [mm]	PRESIÓN TOTAL [m. c. a.][psi]	LONGITUD [m]	PRESIÓN TRABAJO TUBERÍA [m. c. a.][psi]	TIPO TUBERÍA
1	63	53,561 - 76,174	721,34	63	53,561 - 76,174	721,34	127,259 - 181	P.V.C. para presión
2	90	44,723 - 63,605	1671,92	75	44,723 - 63,605	1671,92	101,948 - 145	P.V.C. para presión
3	63	70,001 - 99,555	707,74	63	70,001 - 99,555	707,74	127,259 - 181	P.V.C. para presión
4	63	49,661 - 70,627	340,46	63	49,661 - 70,627	340,46	127,259 - 181	P.V.C. para presión
5A	90	102,25 - 145,429	147,28	90	102,25 - 145,429	147,28	127,259 - 181	P.V.C. para presión

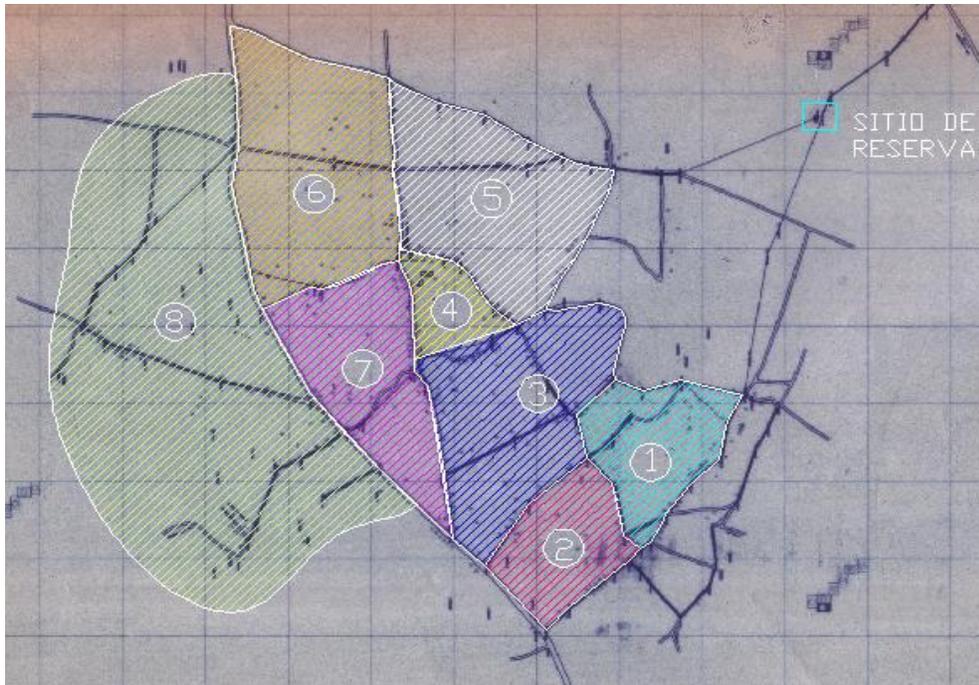
5B	4"	366,323 - 520,984	994,58	4"	366,323 - 520,984	1279,15	1335,866 - 1900	<i>Tubería acero norma ASTM A36</i>
5C	90	100 - 142,229	2638,88	90	100 - 142,229	2354,31	127,259 - 181	<i>P.V.C. para presión</i>

Figura 11. Croquis tubería para la red de distribución de agua San Vicente de Lacas



Fuente. Memoria técnica proyecto de potabilización de agua para la comunidad 2006

Figura 12. Sectores de la red de distribución San Vicente de Lacas.



Fuente. Memoria técnica proyecto de potabilización de agua para la comunidad 2006.

Esta acción limítrofe colabora en la determinación de las Redes o sectores para valores de monitoreo de cloro residual, como se indica en la figura 14.

La determinación de los sectores se la realiza en base a la proporción que tiene la comunidad y la longitud de la tubería que circula y limita a cada uno de los sectores

Figura 13. Redes para monitoreo de cloro residual



Conclusiones

- El “Código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias” NORMA CO 10.7 – 602. Perteneciente al código ecuatoriano de la construcción, es el documento guía para el dimensionamiento de sistemas de agua potable y disposición de excretas. Poseedor de bases legales, se convierte en el marco en donde debe encajar toda obra de esta naturaleza dada su elevada importancia por la directa relación con la salud de la población.
- En la determinación de la Dotación de consumo para la comunidad, fue necesario adaptar los parámetros de la norma a un dato estadístico que se poseía, dado que este último valor se lo obtiene de un consumo real de la población. También se hace necesario determinar el error que posee este valor debido a que se lo adquiere de un instrumento de medición.
- El caudal obtenido mediante el estudio regido a la NORMA CO 10.7 – 602 para el diseño de la conducción, es de 4,1 l/s; mientras que el dato con el cual fueron dimensionadas las tuberías de conducción es de 5,2 l/s. Es decir que las tuberías debieron haber sido diseñadas para un 21% menos del caudal original y, aparentemente tener un diámetro menor. A pesar de esta lógica sugerión, al momento de seleccionar los diámetros de la tubería comercialmente disponibles, tan solo el Tramo 2 es el que difiere de tamaño, teniendo actualmente un diámetro de 90 mm frente a

un diámetro propuesto por la evaluación de 75 mm. Esto se debe a que en la selección de los diámetros comerciales es necesario adoptar un diámetro inmediato superior pues difícilmente encajará un valor obtenido por ecuaciones al valor que nos ofrece el fabricante.

- El Tramo 2 puede ser de un diámetro nominal de 75 mm, dada su longitud de 1671,92 m, el valor económico economizado sería significativo.
- Teniendo en cuenta que el parámetro de mayor interés en la evaluación hidráulica es el dimensionamiento de la conducción y, mediante una valoración estimada por la cantidad de datos congruentes entre los valores actuales de diseño y los que se obtiene mediante la Norma, se presume de un 80% de similitud

Referencias

INEN. Norma técnica ecuatoriana INEN 1108:2010, Agua potable: Requisitos. 4ta Ed. Ecuador: INEN, 2010.

MIDUVI. Norma técnica ecuatoriana CO 10.7-602. Código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Ecuador: MIDUVI, 2005.

- WEINBERG, H. The Occurrence of Disinfection By-Products (DBPs) of Health Concern in Drinking Water: Results of a Nationwide DBP Occurrence Study. Estados Unidos: Academic Press, 2002.
- YÁNEZ, M. Planta de tratamiento de agua portátil. Seminario purificación de agua en el sector Rural. Ecuador: ESPOCH 12-14 mayo 2011.
- TARQUIN, A. Ingeniería Económica. 6ta Ed. México: McGraw-Hill, 2006
- CRANE. Flujo de fluidos en válvulas, accesorios y tuberías. 1era Ed. México: McGraw-Hill, 1988.
- GOULDS PUMPS. Gould Pumps Manual GPM7. 7ma Ed. Estados Unidos: Goulds Pumps Inc, 1995.
- SSA. Subsecretaria de Saneamiento Ambiental: Cartilla para operadores de sistemas de Agua potable rural . Ecuador: División de Promoción y Educación, 2010.
- ADMIN, S. & SPECKER, H. Water Quality Analyzer WG-602. 5ta Ed. Estados Unidos: Water Guard, 2010

© 2023 por los autores. Este artículo es de acceso abierto y distribuido según los términos y condiciones de la licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC BY-NC-SA 4.0) (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>).