

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA Y DESAGÜE DE LA COMUNIDAD
NATIVA DE MATERENI, JUNÍN”**

TOMO I

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

LUIS EDINSON CASTAÑEDA PAYTAN

ASESOR

Ing. EDGAR RODRIGUEZ ZUBIATE

LIMA- PERÚ

2018

© 2018, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados
“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

edhinson_paitan@hotmail.com
951799276

ÍNDICE		Pag.
RESUMEN		5
ABSTRACT		6
PRÓLOGO		7
LISTA DE TABLAS		8
LISTA DE FIGURAS		11
LISTA DE FOTOGRAFÍAS		13
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS		14
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN		17
1.1	GENERALIDADES	17
1.2	PROBLEMÁTICA	19
1.3	OBJETIVOS	21
1.3.1	<i>Objetivo General</i>	21
1.3.2	<i>Objetivos Específicos</i>	21
1.4	ALCANCES DEL PROYECTO	21
CAPITULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO		22
2.1	ANTECEDENTES	22
2.2	CONCEPTOS GENERALES	23
2.2.1	<i>Fuentes de Abastecimiento de Agua</i>	23
2.2.2	<i>Factores que Afectan al Consumo Humano en zonas rurales</i>	24
2.2.3	<i>Sistema de Alcantarillado</i>	26
2.2.4	<i>Unidad Básica de Saneamiento - UBS</i>	26
2.3	ABASTECIMIENTO DE AGUA	27
2.3.1	<i>Alternativas Tecnológicas</i>	27
2.3.2	<i>Periodos de diseño</i>	31
2.3.3	<i>Variaciones periódicas de Consumo</i>	33
2.4	ALCANTARILLADO	34
2.4.1	<i>Sistema de alcantarillado con recolección</i>	35
2.4.2	<i>Sistema de alcantarillado sin recolección</i>	38
2.5	PRINCIPALES ECUACIONES GENERALES A USAR EN LOS DISEÑOS	41
2.5.1	<i>Ecuación de Continuidad</i>	41
2.5.2	<i>Ecuación de la cantidad de movimiento</i>	42

2.5.3	<i>Ecuación de la Energía</i>	43
CAPITULO III: INFORMACIÓN BÁSICA		51
3.1	GENERALIDADES	51
3.2	DATOS GEOGRÁFICOS, HIDROGRÁFICOS Y CLIMÁTICOS	53
3.2.1	<i>Ubicación</i>	53
3.2.2	<i>Altitud y coordenadas</i>	53
3.2.3	<i>Topografía</i>	53
3.2.4	<i>Clima</i>	54
3.2.5	<i>Hidrografía</i>	54
3.2.6	<i>Aforo</i>	55
3.2.7	<i>Geología</i>	58
3.2.8	<i>Geotecnia</i>	59
3.3	DATOS CENSALES Y SOCIOECONÓMICOS	61
3.3.1	<i>Idioma</i>	62
3.3.2	<i>Actividad agrícola</i>	63
3.3.3	<i>Demografía y catastro</i>	63
3.3.4	<i>Situación económica</i>	64
3.4	SERVICIOS	65
3.4.1	<i>Salud</i>	65
3.4.2	<i>Educación</i>	66
3.4.3	<i>Electricidad</i>	66
3.4.4	<i>Telefonía</i>	66
3.4.5	<i>Comunicación</i>	67
3.4.6	<i>Programas sociales</i>	67
CAPITULO IV: DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y LETRINAS		70
4.1	SITUACIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA Y LETRINAS DE LA COMUNIDAD NATIVA DE MATERENI	70
4.1.1	<i>Situación actual del sistema de agua</i>	70
4.1.2	<i>Situación actual de letrinas</i>	75
CAPITULO V: PARÁMETROS DE DISEÑO		76
5.1	PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE AGUA	76
5.1.1	<i>Dotaciones de agua en centros poblados rurales</i>	76
5.1.2	<i>Periodos de diseño</i>	78
5.1.3	<i>Población de diseño</i>	80

5.1.4	<i>Variaciones de consumo</i>	94
5.1.5	<i>Crecida de diseño</i>	96
5.1.6	<i>Análisis en la elección del tipo de sistema de agua a usar.</i>	98
5.2	PARÁMETROS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE DESAGÜE	100
5.2.1	<i>Parámetros hidráulicos</i>	101
5.2.2	<i>Elección de la alternativa tecnológica en el sistema de alcantarillado</i>	104
5.3	RESUMEN	108
CAPITULO VI: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA		110
6.1	FUENTE DE ABASTECIMIENTO	110
6.2	CAPTACIÓN	113
6.2.1	<i>Consideraciones de diseño</i>	114
6.2.2	<i>Diseño de la captación</i>	114
6.3	DESARENADOR	118
6.3.1	<i>Diseño hidráulico del desarenador</i>	118
6.4	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	123
6.4.1	<i>Criterios de diseño</i>	123
6.4.2	<i>Diseño de la línea de conducción</i>	127
6.4.3	<i>Estructuras complementarias</i>	131
6.5	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE – PTAP	134
6.5.1	<i>Aspectos generales</i>	135
6.5.2	<i>Criterios de diseño</i>	137
6.5.3	<i>Diseño de la PTAP</i>	139
6.5.4	<i>Operación inicial</i>	143
6.5.5	<i>Mantenimiento rutinario</i>	143
6.6	RESERVORIO	144
6.6.1	<i>Diseño hidráulico del reservorio</i>	144
6.6.2	<i>Diseño estructural del reservorio</i>	149
6.7	LÍNEA DE ADUCCIÓN	149
6.8	RED DE DISTRIBUCIÓN	150
6.8.1	<i>Consideraciones básicas en el diseño</i>	150
6.8.2	<i>Diseño del sistema de distribución</i>	154
CAPITULO VII: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES		155
7.1	SISTEMA DE ALCANTARILLADO	155

7.1.1	<i>Consideraciones generales de diseño</i>	155
7.1.2	<i>Condición de diseño del colector y emisor</i>	157
7.1.3	<i>Obras accesorias</i>	160
7.1.4	<i>Consideraciones constructivas</i>	163
7.1.5	<i>Cálculo hidráulico del colector y emisor</i>	163
7.2	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	165
7.2.1	<i>Objetivo de la PTAR</i>	165
7.2.2	<i>Procesos de tratamiento de las aguas servidas</i>	166
7.2.3	<i>Consideraciones de diseño</i>	170
7.2.4	<i>Diseño de la Planta de tratamiento de Aguas Residuales (PTAR)</i>	172
		172
	CAPITULO VIII: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	191
8.1	CONSIDERACIONES GENERALES	191
8.2	PARTIDAS DE PRIMER ORDEN	192
	CAPITULO IX: METRADOS, COSTOS Y PRESUPUESTOS	194
	CONCLUSIONES	196
	RECOMENDACIONES	197
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	198
	ANEXOS	201
	ANEXO A: PANEL FOTOGRÁFICO	203
	ANEXO B: MEMORIA DE CÁLCULO	209
	ANEXO C: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	274
	ANEXO D: RESULTADOS DE LABORATORIO	319
	ANEXO E: ENCUESTA DEMOGRÁFICA Y SOCIO ECONÓMICA	338
	ANEXO F: METRADO Y PRESUPUESTO GENERAL	354
	ANEXO G: PLANOS	369

RESUMEN

La presente tesis profesional tiene como objetivo diseñar un sistema de agua y desagüe que permita sustituir en su totalidad, a un servicio de agua deficiente cuya infraestructura realizada por FONCODES en el año 2000 es antigua y así mismo sustituir las captaciones inadecuadas realizadas por parte de la población; por tal motivo la deficiencia de agua y los pocos beneficiarios que cuentan con el servicio, hace que la población recurra a consumir el agua en los ríos cercanos causando problemas gastrointestinales y dérmicas de origen hídrico.

La fuente de abastecimiento de agua elegido será la Quebrada Matereni que permitirá abastecer a la población futura de forma continua y eficiente, sin embargo debido a que sus aguas se encuentran evidencias de Coliformes Fecales será necesario el tratamiento de sus aguas por medio de una planta de tratamiento de filtros lentos previo separación de las partículas suspendidas por un desarenador.

Para la estimación de la población futura se consideró como periodo de diseño de veinte años (2018 – 2038), así mismo se tomó como información histórica para el análisis poblacional: el censo realizado por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) en el año 2007, padrones existentes en la comunidad correspondiente al año 2014 y 2015, y el censo realizado por mi persona en el año 2016.

En base a las consideraciones topográficas e hidrográficas de la cuenca, el sistema de agua potable constará de una captación, un desarenador, una línea de aducción y conducción, una planta de tratamiento de agua potable, un reservorio y una red de distribución que incluye conexiones domiciliarias.

El sistema de desagüe será a través de un sistema condominial, una alternativa tecnológica aplicada recientemente en el Perú [38] a partir de experiencias exitosas de Brasil y Bolivia, su bajo costo y rápida ejecución permite brindar un proyecto sostenible a la población; sin embargo, la fuerte participación social en todos los procesos del proyecto hace que sea necesario una capacitación y seguimiento continuo.

ABSTRACT

The objective of this professional thesis is to design a water and drainage system that will replace in its totality a poor water service whose infrastructure carried out by FONCODES in the year 2000 is old and also replace the inadequate abstractions made by the population; for this reason the water deficiency and the few beneficiaries that have the service, causes the population to resort to consuming the water in the nearby rivers causing gastrointestinal and dermal problems of water origin.

The chosen source of water supply will be the ravine Matereni that will allow to supply the future population in a continuous and efficient way, nevertheless because its waters are evidence of Fecal Coliformes will be necessary the treatment of its waters by means of a plant of Treatment of slow filters after separation of the particles suspended by a sand trap.

For the estimation of the future population, it was considered as a design period of twenty years (2018 - 2038), as well as historical information for the population analysis: the census carried out by the National Institute of Statistics and Informatics (INEI) Year 2007, existing registers in the community corresponding to the year 2014 and 2015, and the census carried out by me in 2016.

Based on the topographical and hydrographic considerations of the basin, the drinking water system will consist of a catchment, a sand trap, an abduction and conduction line, a drinking water treatment plant, a reservoir and a distribution network including connections Domiciliary

The drainage system will be through a condominial system, a technological alternative recently applied in Peru [38] based on successful experiences of Brazil and Bolivia, its low cost and rapid execution allows to provide a sustainable project to the population; however, strong social participation in all project processes makes continuous training and monitoring necessary.

PRÓLOGO

En la presente tesis el bachiller desarrolla un estudio para el abastecimiento de agua y alcantarillado a una pequeña comunidad, llamada Comunidad Nativa de Matereni, ubicada en la zona de selva de la región Junín. Inicialmente el bachiller se contacta con los pobladores y autoridades de la comunidad pidiendo su apoyo para el desarrollo del proyecto.

Bajo la dirección del bachiller realiza un censo demográfico y socio económico de la población, el bachiller identifica la fuente de agua, se analiza su calidad, y procede a hacer un levantamiento topográfico desde la zona de la toma de agua hasta abarcar toda el área del proyecto. También toma muestras de suelo para su estudio y para el diseño de las obras de ingeniería

Para el abastecimiento adecuado de agua a la población el bachiller diseña el sistema de captación en la fuente de agua, la tubería de conducción, el reservorio de almacenamiento y la red de distribución. Luego se diseña el sistema de alcantarillado de la localidad y la planta de tratamiento de aguas servidas. Al final el bachiller presenta un presupuesto aproximado de la obra

En el desarrollo de su tesis el bachiller aplica las Normas Peruanas y las recomendaciones del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, y del Organismo Panamericano de la Salud.

La tesis tiene el mérito de que es el bachiller quien realiza los estudios básicos, aplicando todos sus conocimientos adquiridos en sus estudios de ante grado, contando con el apoyo de la comunidad

Ing. Edgar Rodríguez Zubiato

Lima, agosto 2017

LISTA DE TABLAS

Tabla N°	Item	Pag.
1.1	Números de centros poblados y población según el tamaño del centro poblado 2007 en el Perú.	18
1.2	Hogares con acceso a servicios de agua y saneamiento a nivel de centros poblados rurales del Perú	19
1.3	Hogares con acceso a servicio de agua en la Comunidad Nativa de Matereni	19
2.1	Opciones tecnológicas divididos por tipo de sistema y el nivel de servicio	34
2.2	Ecuaciones empíricas para calcular el coeficiente de fricción para flujos turbulentos	44
2.3	Ecuaciones científicas para determinar el coeficiente de fricción de Darcy	45
2.4	Ecuaciones para determinar el coeficiente de Chezy según el comportamiento de la pared	47
2.5	Pérdidas de carga locales en tuberías para flujo turbulento	49
3.1	Datos de las mediciones del aforamiento N°01	56
3.2	Datos de las mediciones del aforamiento N°02	57
3.3	Parámetros geotécnicos en el área del reservorio	60
3.4	Parámetros geotécnicos en el área de la red de distribución de agua y alcantarillado de Matereni	60
3.5	Parámetros geotécnicos en el área de la PTAR	61
3.6	Cuadro resumen del censo socio económico	62
3.7	Población encuestada según el idioma de la zona	62
3.8	Principales productos agrícolas que se cultivan en la zona	63
3.9	Población censada de la C.N. de Matereni según el sexo	63
3.10	Información histórica de la población por diferentes fuentes	64
3.11	Niveles de ingresos familiares por año en soles	64
3.12	Niveles de gastos familiares por año en soles	64
3.13	Instituciones educativas de la Comunidad Nativa de Matereni	66
3.14	Vías de comunicación – C.N. Matereni	67

Tabla N°	Item	Pag.
3.15	Costo de transporte promedio	67
4.1	Caudales aproximados que abastecen actualmente a la población	73
5.1	Valores del factor de economía de escala "a"	78
5.2	Determinación del periodo óptimo de diseño con déficit para las diferentes estructuras del proyecto de agua y desagüe de Matereni	80
5.3	Método aritmético	83
5.4	Método de interés simple	84
5.5	Método geométrico	85
5.6	Método parabólico de segundo grado	86
5.7	Población interpolada con periodo de año constante	87
5.8	Método de los incrementos variables	88
5.9	Mínimos cuadrados con crecimiento aritmético	89
5.10	Mínimos cuadrados con crecimiento geométrico	91
5.11	Cuadro resumen de los diferentes métodos analíticos utilizados	92
5.12	Áreas útiles del local comunal y del proyecto tambo	95
5.13	Coefficientes de escorrentías según el periodo de retorno	96
5.14	Parámetros que definen la curva de probabilidad pluviométrica	97
5.15	Comparación en la distribución de agua a través de redes y piletas públicas	100
5.16	Ubicación y recubrimiento de tuberías de alcantarillado condominial	104
5.17	Comparación de un sistema de recolección y un sistema sin recolección	105
5.18	Cuadro comparativo de las opciones tecnológicas en un sistema de alcantarillado con recolección	106
5.19	Resumen de los parámetros de diseños optados	109
6.1	Parámetros microbiológicos y parasitológicos	112

Tabla N°	Item	Pag.
6.2	Parámetros de calidad organolépticas	112
6.3	Funcionamiento de las tomas tirolesas según la pendiente del río	113
6.4	Espesores y pesos para la tubería hierro dúctil de junta tipo T	117
6.5	Carga estática y presiones máximas existentes en la línea de conducción según el tramo	126
6.6	Clase de tubería en función de la presión – NORMAS ISO	126
6.7	Clase de tubería según la presión máxima en cada tramo	129
6.8	Diámetros interiores y pesos por tubo, según el diámetro nominal y clase	127
6.9	Cálculo para el diseño de la línea de aducción	130
6.10	Ubicación y longitudes de los cruces aéreos	131
6.11	Perdidas locales según el tipo de singularidad	134
6.12	Ventajas y desventajas de la filtración lenta	135
6.13	Efecto de la tasa de filtración en la eficiencia de remoción (Bellamy, 1985)	136
6.14	Especificaciones del filtro	138
6.15	Costos del reservorio en miles de soles	148
6.16	Cálculo para el diseño de la línea de aducción	149
7.1	Componentes de las aguas residuales	156
7.2	Borde libre en función de la relación Q/Q_0 máxima permitida	157
7.3	Relaciones hidráulicas para conductos circulares	159
7.4	Características de los buzones	162
7.5	Límites máximos permitidos para efluentes de PTAR	165
7.6	Límites máximos para el cuerpo receptor, Categoría 3-D1	166
7.7	Conductividad hidráulica, según el tipo de suelo	182
9.1	Resumen de presupuesto	194

LISTA DE FIGURAS

Figura N°	Item	Pag.
1.1	Ubicación de la Comunidad Nativa de Matereni en el departamento de Junín	17
1.2	Comunidad Nativa de Matereni. Esquema de ubicación de fuentes de agua actual	20
2.1	Sistema a gravedad sin planta de tratamiento	28
2.2	Sistema a gravedad con planta de tratamiento	29
2.3	Sistema con bombeo sin planta de tratamiento	30
2.4	Sistema a bombeo con planta de tratamiento	31
2.5	Sistema de alcantarillado convencional	35
2.6	Ramal condominial distribuidos de manera frontal de la vivienda	36
2.7	Sistema de Alcantarillado Condominial	36
2.8	Alcantarillado de diámetro pequeño	37
2.9	Esquema ilustrativo sobre el sistema operativo de un tanque séptico	38
2.10	Esquema general del sistema con uso de biodigestor	38
2.11	Composición de un biodigestor - ROTOPLAS	39
2.12	Letrina típica de hoyo seco ventilado	39
2.13	Esquema de una letrina de pozo anegado	40
2.14	Esquema típica de una letrina compostera	41
2.15	Esquema de una tubería de sección variable	42
2.16	Esquema de la distribución de fuerzas horizontales en una compuerta	42
2.17	Esquema de la energía de una tubería de sección variable	43
2.18	Diagrama de Moody	46
5.1	Esquema de la estimación del periodo de déficit en Matereni	81

Figura N°	Item	Pag.
5.2	Curva histórica de la Comunidad Nativa de Matereni	93
5.3	Áreas de la cuenca y sub cuenca de la Quebrada Matereni	98
6.1	Vista en planta de la captación	115
6.2	Sección transversal de la rejilla en el canal de captación	116
6.3	Componentes del desarenador	122
6.4	Interpretación de la altura mínima en la salida de la cámara rompe presión	133
6.5	Sistema de cloración Accu – Tab con tabletas	142
6.6	Sistema Accu – Tab funcionando a gravedad	143
6.7	Geometría del reservorio de sección circular	146
6.8	Gráfica de la variación de costos en función del diámetro	148
7.1	Procesos en el tratamiento primario	166
7.2	Detalle geométrico del medidor tipo parshall	178

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía N°	Item	Pag.
3.1	Fotografía del levantamiento topográfico al borde del río Chichireni	52
3.2	Fotografía del censo poblacional en la comunidad de Matereni	52
3.3	Aforamiento de la Quebrada Matereni – Setiembre 2016	55
3.4	Aforamiento de la Quebrada Matereni – Enero 2017	57
3.5	Calicata ubicada en el área del reservorio proyectado	59
3.6	Calicata ubicada en el área de la PTAR	61
3.7	Ambientes con los que cuenta el Tambo	68
3.8	Datos técnicos del programa nacional Tambo – C.N. Tres Unidos de Matereni	68
4.1	Componentes de cada toma de la captación N°01	70
4.2	Vista actual de la captación N°01	71
4.3	Vista actual de la captación N°02	72
4.4	Vista actual de la Captación N°03	72
4.5	Vista actual del reservorio existente	74
4.6	Estructura típica de una caseta de letrina en Matereni	75
5.1	Fotografía del Río Chichireni en épocas de estiaje	99
5.2	Fotografía de la Quebrada Matereni en épocas de estiaje	99
6.1	Fotografía de la toma de muestra de agua para el análisis de calidad	111
6.2	Vista general de la Comunidad Nativa de Matereni	152

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

A	Área de la cuenca
A	Área de sección transversal
A_f	Área de la caja de filtro
A_f	Área de la laguna facultativa
A_L	Área libre a través de las rejas
A_S	Área superficial del desarenador
A_t	Área transversal del desarenador
a	Separación entre barras
a	Factor de economía de escala
B	Ancho del canal rectangular
B_L	Borde libre
C	Coefficiente de escorrentía
C	Carga orgánica presente en las aguas residuales
C	Coefficiente de Chezy
C_C	Coefficiente de contracción de Weisbach
C_d	Carga superficial de diseño de lagunas facultativas
C_d	Coefficiente de fricción - desarenador
C_H	Coefficiente de Hazen y Williams
D	Diámetro de la tubería
E	Energía
e	Espesor de rejas
F_H	Fuerza hidrostática resultante
f	Factor de fricción de Darcy
H	Altura de la carga sobre la cresta de vertedero
h	Altura del reservorio
h_f	Pérdida de energía por fricción
h_L	Pérdida de energía local
I	Intensidad máxima de lluvia
K	Factor adimensional que depende del tipo de singularidad
k	Altura de rugosidad absoluta
K_b	Coefficiente de reacción de primer orden
K_T	Coefficiente de mortalidad
L	Longitud de tubería

L_T	Longitud de trampa de grasas
NCF	Número de Coliformes Fecales
NL_T	Número de lotes
n	Parámetro que depende de la rugosidad de la pared
P	Profundidad del desarenador
P_f	Población futura
P_0	Población inicial
P_{Rf}	Periodo de retención de la laguna facultativa
Q	Caudal o gasto
Q_e	Caudal por conexiones erradas
Q_I	Caudal de infiltración
Q_m	Caudal promedio diario anual
Q_{md}	Caudal máximo diario
Q_{mh}	Caudal máximo horario
Q_o	Caudal a tubo lleno
Q_S	Caudal de aguas servidas
q_u	Caudal unitario
R	Radio medio hidráulico
Re	Número de Reynolds
r	Tasa social de descuento
r	Razón de crecimiento poblacional
S	Pendiente de la línea de energía
t_{sd}	Periodo óptimo de diseño sin déficit inicial
t_{cd}	Periodo óptimo de diseño con déficit inicial
V	Velocidad media
V_a	Velocidad de arrastre
V_f	Velocidad de filtración
V_h	Velocidad horizontal
V_r	Volumen del reservorio
$V_{regulación}$	Volumen de regulación
$V_{reserva}$	Volumen de reserva
V_v	Velocidad vertical
V_c	Velocidad de corte
Y	Tirante de agua
α	Coefficiente de Coriolis

β	Coeficiente de Boussiesq
\emptyset	Diámetro de partícula
\emptyset	Diámetro de reservorio
ρ	Densidad del fluido
τ	Esfuerzo cortante medio
ν	Viscosidad cinemática
γ	Peso específico
DBO	Demanda Bioquímica de Oxígeno
FONCODES	Fondo de Cooperación para el Desarrollo Social
INGEMMET	Instituto Geológico Minero y Metalúrgico
JASS	Junta Administradora de Servicio de Saneamiento
PTAP	Planta de Tratamiento de Agua Potable
PTAR	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales
RNE	Reglamento Nacional de Edificaciones
UBS	Unidad Básica de Saneamiento

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

La Comunidad Nativa de Matereni que pertenece al Distrito de Pangoa de la Provincia de Satipo - Región Junín, pertenece a uno de los centros poblados que no cuenta con un sistema de abastecimiento de agua adecuado y además no cuenta con un sistema de alcantarillado, solamente cuenta con letrinas en mal estado, por lo cual se plantea una solución integral a través de alternativas tecnológicas actuales que son recomendados por diversas instituciones sobre la base de técnicas sencillas y de bajo costo. La Fig. N° 1.1 muestra la ubicación de la Comunidad Nativa Matereni en la provincia de Satipo del departamento de Junín.



FIGURA N° 1.1: Ubicación de la Comunidad Nativa de Matereni en la departamento Junín

Fuente: Elaboración propia

El Programa Nacional de Saneamiento Rural [37] establece que en el Perú existe 85,872 centros poblados, de las cuales 85,138 pertenecen al ámbito rural; es decir, el 99.15% son centros poblados rurales y en el ámbito urbano 734 localidades

representan el 0.85% pero que albergan a 19'183 442 habitantes que representan el 69.98%, tal como se puede apreciar en la tabla N°1.1.

TABLA N° 1.1: Número de centros poblados y población según el tamaño del centro poblado 2007 en el Perú.

NÚMERO DE CENTROS POBLADOS Y POBLACIÓN SEGÚN TAMAÑO DEL CENTRO POBLADO 2007				
INTERVALO DE NÚMERO DE HABITANTES	NÚMERO DE LOCALIDADES		POBLACIÓN	
	CANTIDAD	%	CANTIDAD	%
Ámbito Rural	85,138	99.15	8,228,715	30.02
1 a 5	17,755		48,662	
6 a 10	9,181		71,029	
11 a 50	22,698		591,681	
51 a 100	12,009		879,908	
101 a 200	11,855		1,700,590	
201 a 500	8,982		2,700,067	
501 a 1,000	1,997		1,339,851	
1,001 a 2,000	661		896,927	
Ámbito Urbano	734	0.85	19,183,442	69.98
2,001 a 5,000	365		1,111,444	
5,001 a 10,000	121		855,559	
10,001 a 100,000	204		6,665,988	
100,001 a 250,000	28		4,287,391	
250,001 a 500,000	14		4,785,056	
Más de 500,000	2		1,478,004	
Total General	85,872		27,412,157	

Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural - PNSR [37].

Por otro lado en el Perú el 64.7% de los hogares rurales cuenta con agua sin un sistema de tratamiento, según el estudio realizado por la Encuesta Demográfica y de Salud Familiar 2008 – 2011 citado por el PNSR [37], y que sólo un 0.6% de los hogares cuentan con agua potable apta para el consumo humano tal como se muestra en la tabla N°1.2. Esto trae como consecuencia perjuicios graves en la salud poblacional, siendo los más afectados los niños menores de 5 años que presentan una prevalencia diarreaica aguda en el 13.9% de la población nacional y para la población rural este caso representa el 15%.

TABLA N° 1.2: Hogares con acceso a servicios de agua y saneamiento a nivel de centros poblados rurales del Perú.

TIPOS DE SERVICIOS	AÑO			
	2008	2009	2010	2011
Hogares con acceso a agua entubada	54.6%	60.1%	63.7%	64.7%
Hogares con acceso a agua potable		0.2%	0.6%	0.6%
Hogares con acceso a saneamiento	16.5%	11.0%	13.3%	15.7%

Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural - PNSR [37].

La comunidad Nativa de Matereni pertenece a aquellos centros poblados rurales que cuenta con agua sin un sistema de tratamiento y que es abastecida a través de manantiales dotando al 17.2% de la población, el 82.8% de la población restante comparte agua y consume el agua directo del río Matereni, lagunas y pozos. La tabla N°1.3 muestra los porcentajes de hogares que tienen acceso a agua.

TABLA N° 1.3: Hogares con acceso a servicio de agua en la Comunidad Nativa de Matereni.

HOGARES CON ACCESO AL SERVICIO DE AGUA	HOGARES	
	CANTIDAD	%
Con acceso a agua sin tratar	23	17.2
Sin acceso a agua sin tratar	111	82.8

Fuente: Elaboración propia - Encuesta Demográfica

1.2 PROBLEMÁTICA

Actualmente la Comunidad Nativa de Matereni, ubicada en la región Junín, cuenta con dos sistemas de servicios de saneamiento precarios:

a) Abastecimiento de Agua

El sistema de abastecimiento de agua actual realizado por el Fondo Nacional de Compensación y Desarrollo Social – FONCODES en el año 2000. La fuente de abastecimiento capta 0.89 l/s provenientes de tres captaciones, la primera captación realizado por FONCODES proviene de zonas de afloramiento de agua

con una descarga de 0.32 l/s y las dos captaciones restantes fueron realizadas por la población en el año 2015 cuyas descargas son 0.32 l/s y 0.25 l/s. Este caudal total captado (0.89 l/s) es insuficiente, agravándose drásticamente en horas de la mañana y en las tardes, esto causa que la población recurra al consumo directo de fuentes de agua no tratada como: la quebrada Matereni y afloramientos de aguas sub superficiales producto de la infiltración, lo cual hace que los habitantes contraigan enfermedades gastrointestinales y dérmicas de origen hídrico, siendo los más afectados los niños y ancianos. La Fig. N° 1.2 muestra un esquema de ubicación de las fuentes de agua mencionadas

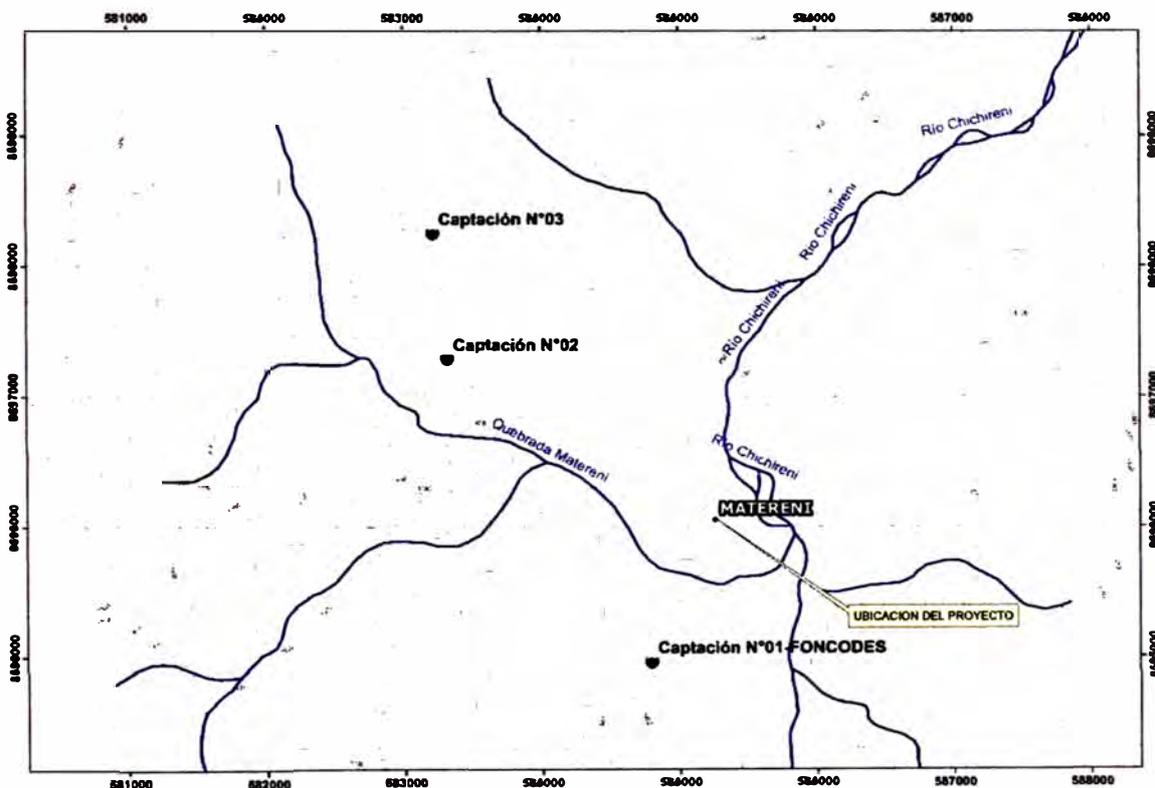


FIGURA N° 1.2: Comunidad Nativa de Matereni. Esquema de ubicación de fuentes de agua actual

Fuente: Elaboración propia

b) Sistema de Alcantarillado

La Comunidad Nativa de Matereni cuenta actualmente con letrinas artesanales en mal estado que es usado como sistema de disposición de excretas, las mismas que se encuentran ubicadas alrededor del pueblo, al borde del río Chichireni y de la quebrada Matereni. El no contar con un sistema de alcantarillado adecuado la

población viene presentando colapsos en sus letrinas en temporadas de lluvias, contaminando de manera indirecta al río y la quebrada, inhabilitando el uso del sistema y causando molestias a la población, y en temporadas de verano el incremento de insectos atraídos por la contaminación afecta aún más a la población.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Habiendo presentado previamente el estado actual de los sistemas de agua y alcantarillado, el objetivo de la presente tesis es de diseñar un sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado adecuado para la Comunidad Nativa de Matereni, ubicada en la región de Junín.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Diseñar el sistema de agua potable para la Comunidad Nativa de Matereni, que contemple lo siguiente:
 - Diseño del sistema de captación.
 - Diseño de la línea de conducción
 - Diseño del sistema de tratamiento de la planta de agua.
 - Diseño del reservorio.
 - Diseño del sistema de distribución

- Diseñar el sistema de aguas servidas para la Comunidad Nativa de Matereni, que contemple lo siguiente:
 - Diseño hidráulico del colector principal y emisor.
 - Diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales.

1.4 ALCANCES DEL PROYECTO

El presente proyecto se desarrolló a nivel de estudios básicos, enfocándose en el análisis y diseño hidráulico de las estructuras de agua y desagüe de la Comunidad Nativa de Matereni. En el caso de desarrollar un Expediente Técnico, sobre la base de este estudio, será necesario ampliar los estudios básicos de geología y geotecnia.

CAPITULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

Actualmente existen en todo el país muchos centros poblados rurales con bajos recursos económicos que no cuentan con un sistema adecuado de agua y desagüe, por tal motivo se han desarrollado, y se vienen desarrollando, estudios e investigaciones referentes al saneamiento integral de centros poblados rurales que permitan realizar proyectos sostenibles al beneficio de la población, entre los que tenemos:

Rezza Espinoza [40] plantea que en las zonas rurales la planta de tratamiento de agua potable conviene utilizar un sistema de filtros, basado a que son más sencillas, eficientes y económicas.

Las guías y orientaciones realizadas por la Organización Panamericana de la Salud – OPS (2008) [31], muestra un extracto de los sistemas de agua y desagüe concretadas en los diferentes lugares rurales de América Latina y el Caribe.

La Organización Panamericana de la Salud – OPS (2006) [32] muestra una serie de alternativas de bajo costo y técnicas sencillas para tener presente en la elaboración de proyectos de saneamientos integrales en las diferentes regiones del país.

FONCODES y otros (2004) [12] plantea los requisitos mínimos de diseño para el sistema de abastecimientos de agua potable y la disposición de excretas a través de letrinas sanitarias para centros poblados rurales.

Stockholm International Water Institute, SIWI [47] muestra un enfoque intercultural de las zonas indígenas para tener en cuenta de cómo tratar los distintos actores involucrados en la elaboración de un proyecto de saneamiento y determinar la forma más eficiente de intervenir en dichas zonas.

A pesar de las recomendaciones existentes en las diversas investigaciones de contar con letrinas para aquellas poblaciones rurales, poblaciones menores a 2000 habitantes (Ministerio de Vivienda, 2004), existen excepciones en algunos centros poblados rurales donde son necesarias el diseño de una red colectora, red de alcantarillado y una planta de tratamiento de aguas residuales. La Dirección General de Política de Inversiones del Ministerio de Economía y Finanzas [21]

señala que para dichos casos es necesario contar con una sólida justificación que garantice la sostenibilidad del servicio.

2.2 CONCEPTOS GENERALES

Para poder comprender el desarrollo del proyecto en los siguientes capítulos, es importante conocer algunos conceptos previos que permitan una mejor interpretación y entendimiento.

A continuación se mostrará algunos conceptos generales:

2.2.1 Fuentes de Abastecimiento de Agua

Son aquellos suministros que brindan agua a través de la explotación de los recursos hídricos del medio que nos rodea y que es usado por la humanidad para sus diferentes necesidades como: usos para fines energéticos, industriales, agrícolas, alimenticios, etc.

El consumo de agua potable es un problema a nivel mundial y por ende recae la importancia en su diseño, tratamiento y en el estudio de sus fuentes. De acuerdo al consumo, las fuentes de abastecimiento de agua se pueden clasificar en los siguientes:

2.2.1.1 Aguas Superficiales

Son aquellas aguas que circulan por la superficie del suelo a consecuencia de precipitaciones de lluvias, éstas pueden ser: ríos, quebradas, lagos, mares, etc.

Las aguas superficiales a pesar que pueden estar en coloración cristalina, están generalmente contaminadas por la población ya sea mediante aguas servidas, basuras, pesticidas producto del escurrimiento del agua en zonas agrícolas, y presencia de minerales dañinas para la población.

2.2.1.2 Aguas Subterráneas

Son aquellas aguas que discurren por debajo de la superficie del suelo y que afloran como manantiales o que son extraídas a través de pozos o galerías filtrantes.

Estas aguas están generalmente presentes en buena calidad con presencia mínimas de bacterias dañinas para el ser humano. Sin embargo, están expuestas a la contaminación por presencia de minerales dañinos, infiltración de aguas no tratadas, etc.

2.2.1.3 Aguas de Lluvia

Estas aguas en teoría son consideradas como las más puras y de mayor calidad que de las aguas superficiales y aguas subterráneas; sin embargo, en la actualidad éstas pueden estar afectadas por gases atmosféricos dañinos producto de la contaminación natural y humana, como ejemplo estos gases pueden ser: nitrógeno en mayor concentración, hidrocarburos producto de la contaminación, dióxido de azufre y óxidos de nitrógenos que al reaccionar con el vapor del agua estas forman los ácidos, etc.

2.2.2 Factores que Afectan al Consumo Humano en zonas rurales

De acuerdo a Arocha [1], los factores que afectan al consumo humano son los siguientes:

2.2.2.1 Tipo de comunidad

En una comunidad o centro poblado el consumo de agua puede estar afectado por el tipo de sectores como: zonas residenciales, industriales, comerciales, públicos. Además el consumo puede variar por factores externos como el caso de incendios y tuberías en mal estado.

De acuerdo a ello los consumos se clasifican de la siguiente forma:

a) Consumo doméstico

Es aquel consumo que realizan directamente las familias para uso propio como: aseo personal, lavado de ropas, aseos en el hogar, etc.

b) Consumo comercial o industrial

Es aquel consumo que generalmente involucra una gran demanda de agua debido a sus grandes actividades productivas.

Cuando el comercio o industria constituye una situación normal, tales como pequeños comercios o industrias, hoteles, estaciones de gasolina, etc. Ello puede ser incluido y estimado dentro de los consumos per cápita adoptados y diseñar en base a esos parámetros.

c) Consumo público

Es aquel consumo que está destinado para el riego de áreas verdes como jardines públicos, parques y para la limpieza de calles.

d) Consumo por pérdida en la red

Es aquel consumo innecesario que ocurre debido a una mala calidad y falta de mantenimiento en tuberías y accesorios tales como: fuga de agua por rotura de tubería, codos mal instalados, etc.

e) Consumo por incendio

Es aquel consumo que va dirigido a contrarrestar un incendio y que según el RNE OS.100 señala que para poblaciones que son mayores a 2,000 habitantes y menores a 10,000 habitantes no es obligatorio la demanda contra incendio.

2.2.2.2 Factores económicos – sociales

El consumo de agua puede depender también de los aspectos económicos sociales de la población y se pueden evidenciar de acuerdo al tipo de vivienda y que según la encuesta realizada por el INEI en 2007 [16], lo clasifica en:

- Casa independiente.
- Departamento en edificio.
- Vivienda en quinta (es la que forma parte de un conjunto de viviendas distribuidas en un patio a cielo abierto).
- Vivienda en casa de vecindad (Callejón, solar o corralón).
- Choza o cabaña.
- Vivienda improvisada (construidos con materiales de cartón, lata, plástico, etc.).
- Local no destinado para habitación humana

2.2.2.3 Factores meteorológicos

La demanda de agua también se ve afectada por la temperatura del ambiente y por la frecuencia en que se dan las lluvias. Por ejemplo el consumo de agua por persona en la región de la costa peruana es menor a la de la selva, según las dotaciones por la zona geográfica en los parámetros de FONCODES [12].

2.2.2.4 Tamaño de la comunidad

Según investigaciones realizadas el crecimiento de la población está ligada directamente con el desarrollo demográfico y económico, trayendo como consecuencia un mayor incremento en el consumo del agua.

2.2.3 Sistema de Alcantarillado

Es aquel sistema que permite captar las aguas servidas de la población, la cual es derivada a una planta de tratamiento para así disminuir la contaminación al medio ambiente. Los sistemas que lo componen son los siguientes: red de alcantarillado conformado por buzones y colectores, emisor, planta de tratamiento de aguas residuales y la estructura de descarga de agua tratada.

Actualmente existen alternativas tecnológicas en los diseños del sistema de alcantarillado para centros poblados rurales que permiten su ejecución con técnicas sencillas y en bajo costo.

2.2.4 Unidad Básica de Saneamiento - UBS

Término usado por el Programa Nacional de Saneamiento Rural PNSR para denominar a un sistema conformado por: un módulo de baño y un lavadero de ropa. El módulo de baño es un espacio privado, seguro y cómodo usado para las necesidades fisiológicas y aseo personal de las personas, está conformado por un inodoro, un lavadero de mano y una ducha. En la parte externa hay un lavadero de ropa.

De acuerdo a la diversidad geográfica y las características del terreno donde se ubican los centros poblados rurales, el UBS se clasificará en: UBS tipo arrastre hidráulico y UBS tipo compostera.

2.2.4.1 UBS tipo arrastre hidráulico

Este diseño es usado generalmente cuando las características geotécnicas del suelo favorezcan a una buena capacidad de absorción y alta permeabilidad. En este sistema las aguas negras provenientes del inodoro es transportado a un sistema de tratamiento conformado por un tanque biodigestor y un pozo de absorción; y las aguas grises provenientes de la ducha y los lavaderos es filtrado por un trampa de grasas y luego transportado al pozo de absorción.

2.2.4.2 UBS tipo compostera

El UBS tipo compostera es usado generalmente para suelos arcillosos, rocosos, así como suelos con nivel freático alto. En este sistema se usa un inodoro que separa las heces de la orina, las excretas son depositadas a una cámara compostera donde será secado con cal o ceniza para evitar los malos olores. Por otro lado, las aguas grises provenientes de las duchas, urinarios y lavaderos es transportado a una trampa de grasas y luego finalizando en un humedal.

2.3 ABASTECIMIENTO DE AGUA

2.3.1 Alternativas Tecnológicas

Para determinar qué tipo de alternativas se pueden aplicar en el centro poblado es necesario identificar el tipo de sistema de abastecimiento así como también las condiciones en la zona del proyecto: tamaño y distribución de la población, recursos disponibles, capacidad de los beneficiarios para la operación y mantenimiento. La Organización Panamericana de la Salud OPS/CEPIS (2008) [31] señala que “Hay que tener en cuenta que el tamaño y dispersión de la población afecta considerablemente los costos de inversión de los sistemas, en particular de comunidades rurales, siendo la economía de escala en sistemas que atienden comunidades de mayor tamaño”.

Con este análisis de identificación se podrá determinar si el sistema requiere o no el uso de una opción tecnológica convencional o no convencional y como resultado de ello se podrá optar el tipo de abastecimiento con sus respectivas estructuras bien definidas.

2.3.1.1 Tipos de Sistema de Abastecimiento de Agua

Los tipos de sistemas de abastecimiento de agua para un centro poblado rural son las siguientes:

a) Sistema a gravedad sin planta de tratamiento

Generalmente este sistema se usa cuando la fuente de abastecimiento es un manantial, una galería filtrante o un pozo con agua, donde la calidad de agua es óptima para el consumo humano y donde la topografía permita conducir al agua por gravedad. El sistema consta de:

- Captación.
- Línea de conducción.
- Reservorio.
- Red de distribución.
- Conexión domiciliaria o pileta pública.

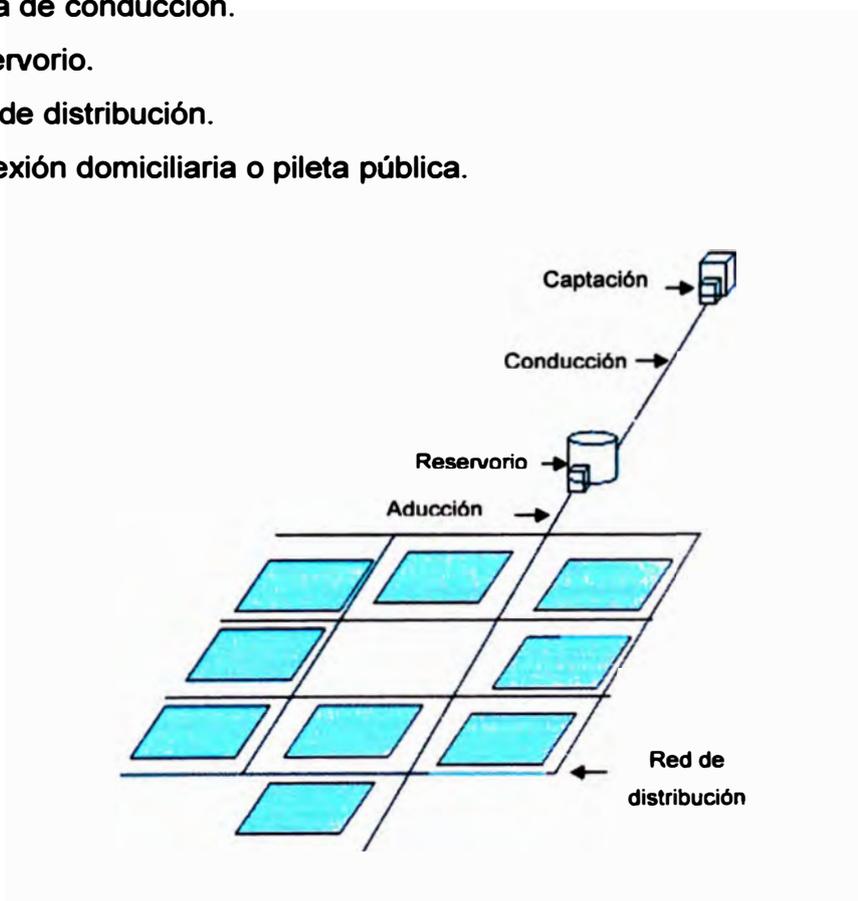


FIGURA N° 2.1: Sistema a gravedad sin planta de tratamiento

Fuente: Orientaciones básicas sobre agua y saneamiento para poblaciones rurales – OPS [31]

Generalmente este sistema es usado en centros poblados rurales donde la fuente de abastecimiento de agua es un manantial.

b) Sistema a gravedad con planta de tratamiento

Son aquellos sistemas cuando la fuente de abastecimiento son aguas superficiales y que por su calidad bacteriológica no es apto para el consumo directo. Sin embargo existen casos por ejemplo en que la calidad del agua es óptima en las épocas de estiaje pero malas en las épocas de crecidas, para ello es necesario contar con una planta de tratamiento que permita mejorar la calidad de agua en toda la estación del año. El sistema consta:

- Captación.
- Línea de conducción.
- Planta de tratamiento.
- Reservorio.
- Red de distribución.
- Conexión domiciliaria o pileta pública.

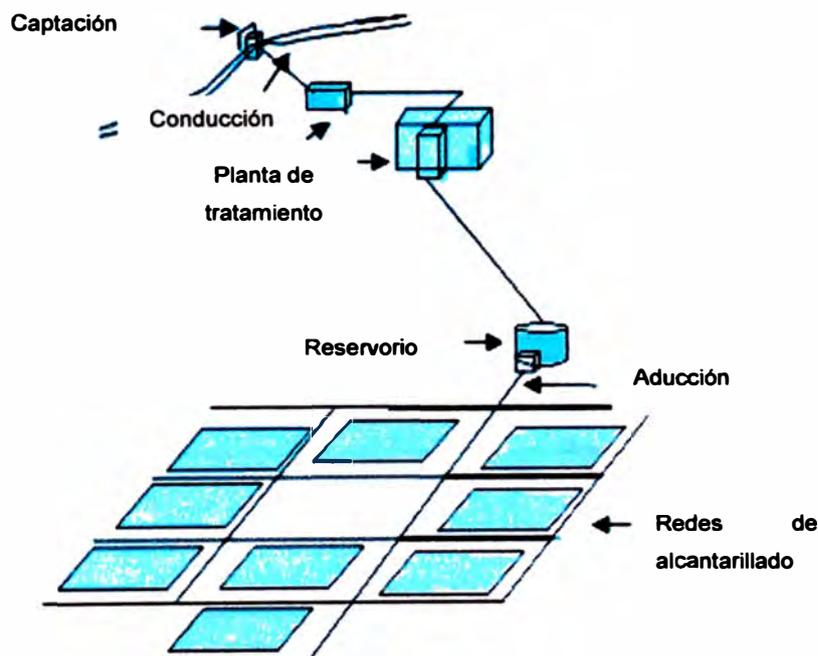


FIGURA N° 2.2: Sistema a gravedad con planta de tratamiento

Fuente: Orientaciones básicas de agua y saneamiento para poblaciones rurales – OPS 2008 [31]

Este sistema es el más usado en los proyectos de inversión en saneamiento para centros poblados, debido a su bajo costo y sostenibilidad del proyecto.

c) Sistema a bombeo sin planta de tratamiento

Es aquel sistema que por motivo de la topografía no es posible la conducción a gravedad y que mediante el uso de sistemas de bombeo permita la conducción de forma eficiente al reservorio, además la fuente de abastecimiento es un manantial o una galería filtrante ubicada en una cota inferior al de la población. El sistema consta de:

- Captación.
- Conducción.
- Sistema de bombeo.
- Reservorio
- Red de distribución.
- Conexión domiciliaria o pileta pública.

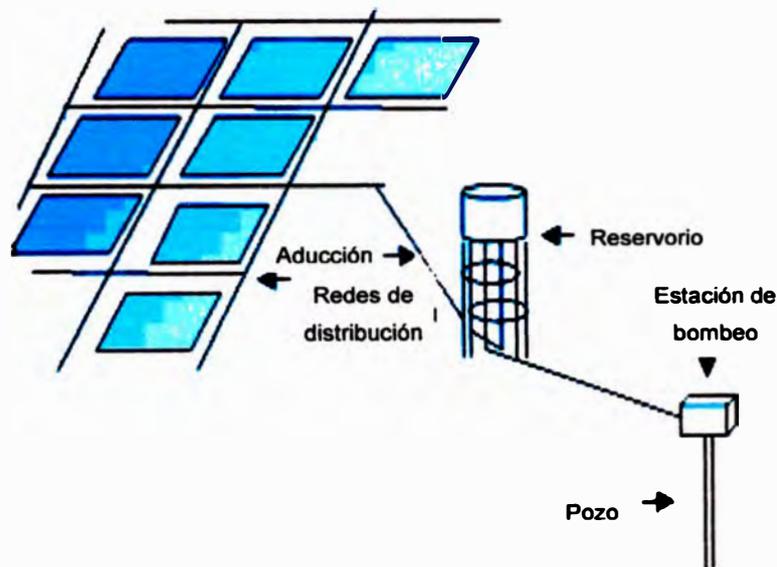


FIGURA N° 2.3: Sistema con bombeo sin planta de tratamiento

Fuente: Orientaciones básicas de agua y saneamiento para poblaciones rurales – OPS 2008 [31]

d) Sistema a bombeo con planta de tratamiento

Es aquel sistema que por su topografía y su fuente de abastecimiento requiere un sistema combinado de bombeo y tratamiento de sus aguas. El sistema consta de:

- Captación.

- Línea de conducción.
- Planta de tratamiento.
- Sistema de bombeo.
- Línea de impulsión.
- Reservorio.
- Red de distribución.
- Conexión domiciliaria o pileta pública.

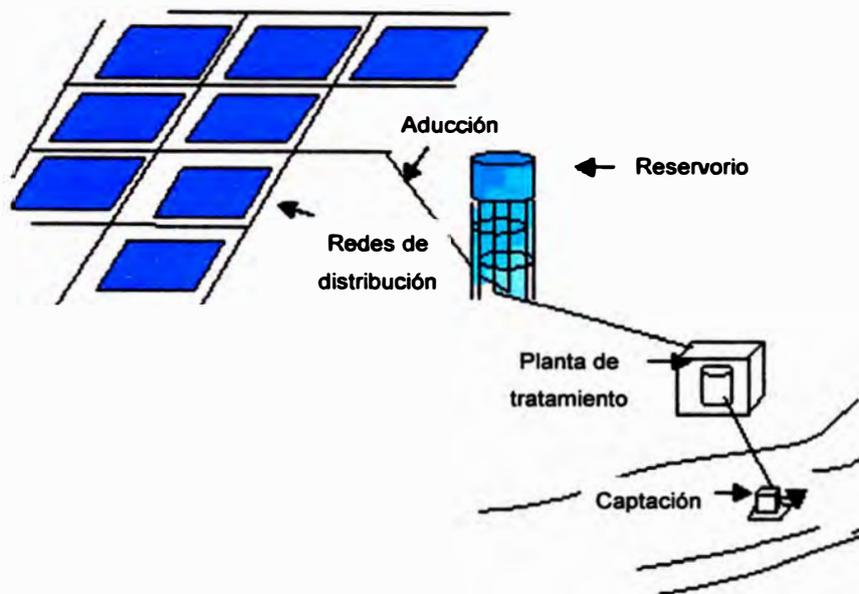


FIGURA N° 2.4: Sistema a bombeo con planta de tratamiento

Fuente: Orientaciones desobres agua y saneamiento para poblaciones rurales – OPS 2008 [31]

2.3.2 Periodos de diseño

Es el tiempo en el cual todas las estructuras del sistema garantizan un 100% de funcionamiento eficaz y continuo. Para determinar dichos periodos se tendrá en cuenta factores como: vida útil de las estructuras y equipos, grado de dificultad para realizar la ampliación de la infraestructura, crecimiento poblacional y la economía de escala.

En los parámetros de diseño para centros poblados rurales FONCODES y otros [12] recomienda periodos máximos para las siguientes estructuras:

- a) Capacidad de las fuentes de abastecimiento : 20 años

- b) Obras de captación : 20 años
- c) Pozos : 20 años
- d) Plantas de tratamiento de agua de consumo, reservorio : 20 años
- e) Tuberías de conducción, impulsión, distribución : 20 años
- f) Equipos de bombeo : 10 años
- g) Caseta de bombeo : 20 años

En la práctica actual se diseñan sistemas de agua y desagüe asociándolos a la duración de su vida útil (20 años); sin embargo, esto no toma en cuenta la necesidad de minimizar la capacidad ociosa de los componentes del sistema haciéndose inversiones cuantiosas en el presente. En tal sentido los diseños que se basan para satisfacer a una población futura (mayor al presente) deben tener también un enfoque económico y hacerse la pregunta ¿Cuánto mayor debe ser la población?

Por ese motivo la investigación de Donald T Lauria desarrolla un modelo matemático y que es usado en las formulaciones del sector saneamiento en proyectos de Inversión Pública del MEF [22] para analizar esta variable y contar con un periodo óptimo de diseño. A continuación el periodo óptimo puede ser de dos tipos:

2.3.2.1 Periodo óptimo de diseño sin déficit inicial

Se entiende por aquel periodo donde la oferta de agua cubre la necesidad o demanda de la población; es decir, no existe un déficit inicial antes de la ejecución del proyecto. A continuación se muestra la ecuación para determinar el periodo óptimo de diseño sin déficit inicial:

$$t_{sd} = \frac{2.6(1 - a)^{1.12}}{r} \quad (2-1)$$

Dónde t_{sd} : Periodo óptimo de diseño sin déficit inicial en años, a : factor de economía de escala adimensional, r : tasa de descuento en %.

2.3.2.2 Periodo óptimo de diseño con déficit inicial

El periodo de déficit se entiende como el periodo de tiempo transcurrido desde que se generó una demanda no satisfecha hasta el momento en que se ejecuta el proyecto que la satisface. Una forma de determinar el periodo de déficit es estableciendo cuantos años han transcurrido desde que la demanda superó a la oferta actual. A continuación se muestra la ecuación para determinar el periodo óptimo de diseño con déficit inicial:

$$t_{cd} = t_{sd} + \frac{(1 - a)^{0.7}}{r} + \frac{t_d^{0.9}}{(t_d + t_{sd})^{0.6}} \quad (2-2)$$

Dónde t_{cd} : Periodo óptimo de diseño con déficit inicial en años, t_d : periodo de déficit, cuyo valor se obtiene extrapolando la curva de demanda hacia años anteriores al del diseño e interceptándola con el valor de la oferta actual.

2.3.3 Variaciones periódicas de Consumo

Para brindar un servicio eficiente de forma continua a la población es necesario que cada uno de las partes que constituya el sistema esté diseñado de acuerdo a las variaciones en los consumos que ocurrirán durante el periodo de diseño. Estas variaciones ocurren por factores climáticos, tipo de actividad, hábitos de la población, etc. En tal sentido las variaciones periódicas de consumo pueden ser:

2.3.3.1 Consumo Promedio diario anual

Es también conocido como el caudal promedio, el cual representa el caudal promedio de un año de registro de consumo diario.

$$Q_m = \frac{\text{Dotación (l/hab/día)} \times \text{Población (hab)}}{86400} \quad (L/s) \quad (2-3)$$

2.3.3.2 Consumo máximo diario

Es aquel caudal máximo que se presenta en el día por un año de registro de consumo.

$$Q_{md} = K_1 \cdot Q_m \quad (2-4)$$

En los parámetros de diseño para centros poblados rurales FONCODES y otros [12] señala un factor $K_1=1.3$.

2.3.3.3 Consumo máximo horario

Es el máximo caudal que se registra en una hora del día por un año de registro de consumo.

$$Q_{mh} = K_2 \cdot Q_m \quad (2-5)$$

En los parámetros de diseño para centros poblados rurales FONCODES y otros [12] señala un factor $K_2=2$.

2.4 ALCANTARILLADO

Para elegir el tipo de sistema de alcantarillado es necesario identificar las condiciones que reúne en la zona del proyecto: zona geográfica, tamaño y distribución de la población, recursos disponibles, la capacidad económica de operación y mantenimiento; de tal forma que se opte por un servicio óptimo y al alcance económico de la población.

El servicio de alcantarillado se puede resumir en unifamiliar y multifamiliar, y ser distribuidos de acuerdo al sistema tecnológico a aplicar (Tabla N°2.1).

TABLA N° 2.1: Opciones tecnológicas divididas por tipo de sistema y el nivel de servicio

TIPO DE SISTEMA	OPCIÓN TECNOLÓGICA	NIVEL DE SERVICIO	
CON SISTEMA DE RECOLECCIÓN	Alcantarillado convencional	Multifamiliar	Disposición de excretas y de aguas residuales
	Alcantarillado condominial		
	Alcantarillado de pequeño diámetro		
SIN SISTEMA DE RECOLECCIÓN	Unidad sanitaria y pozo séptico	Unifamiliar	Disposición de excretas
	Baños ecológicos con biodigestor		
	Letrina de hoyo seco ventilado	Unifamiliar	
	Letrina de pozo anegado		
	Letrina de cierre hidráulico		
	Letrina compostera		

Fuente: Organización Panamericana de la Salud – OPS/CEPIS 2008 [31].

En la mayoría de los centros poblados rurales la opción más económica a la altura de su capacidad de pago es el sistema sin recolección o llamado también disposición In situ, debido a su bajo costo tanto en la construcción como en la parte de operación y mantenimiento, y además de no ser necesaria de una persona capacitada en la operación.

Sin embargo existen centros poblados que tienen las siguientes características que permiten la adecuación de un sistema con recolección: Crecimiento poblacional significativa, población con distribución concentrada, buena organización y sobre todo capacidad económica para asumir costos de operación y mantenimiento. En el enunciado realizado por la Organización Panamericana de la Salud – OPS/CEPIS (2008) [31] explica de manera resumida la diferencia del tipo de sistema: “Las soluciones sin red de recolección, en su mayoría, se limitan a resolver el problema de la disposición de excretas, mientras la recolección con red de tuberías permite además dar una solución a las aguas residuales generadas en todas las actividades domésticas”.

2.4.1 Sistema de alcantarillado con recolección

2.4.1.1 Alcantarillado convencional

Es el sistema más usado actualmente en el Perú, que consiste en la recolección con tuberías diseñados para transportar las aguas servidas, en los puntos de cambios de dirección se construye buzones de inspección, y el caudal proveniente de todo este sistema tuberías – buzones se derivan hacia una planta de tratamiento a través de un emisor.

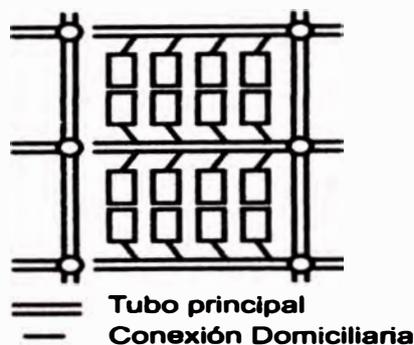


FIGURA N° 2.5: Sistema de alcantarillado convencional

Fuente: Orientaciones básicas sobre agua y saneamiento para poblaciones rurales – OPS [31]

2.4.1.2 Alcantarillado condominial

En este sistema, el agua servida que se recolecta es por manzana o bloque determinado (ramal condominial) y no por lote, el objetivo es conducir el caudal a través de cajas receptoras que están ubicadas en las áreas sin construir de cada vivienda y transportar a la red principal constituido por buzones y tuberías y ser llevado a un sistema de tratamiento final. De esta forma se disminuiría el número de buzones y la longitud del colector principal.

La aplicación de este sistema es para aquellos centros poblados rurales que se encuentran constituidos por bloques o manzanas y que el área construido de cada vivienda sea menor al área del lote; es decir, cada vivienda debe tener un área libre sin construir.

La figura N°2.6 ilustra las conexiones de cada vivienda a través de cajas receptoras, que son conducidas al buzón más cercano y la figura N°2.7 muestra de manera macro la distribución del alcantarillado condominial.

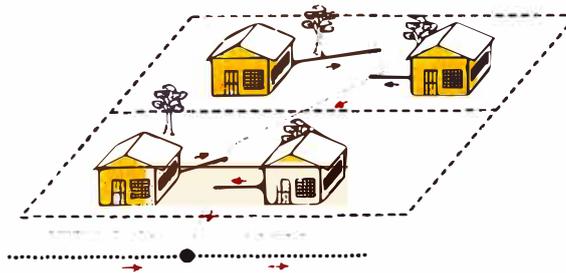


FIGURA N° 2.6: Ramal condominial distribuidos de manera frontal de la vivienda

Fuente: Orientaciones básicas sobre agua y saneamiento para poblaciones rurales – OPS [31]

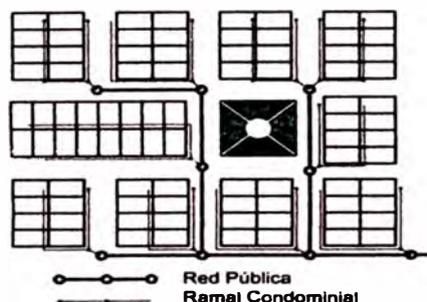


FIGURA N° 2.7: Sistema de Alcantarillado Condominial

Fuente: Orientaciones básicas sobre agua y saneamiento para poblaciones rurales – OPS [31]

2.4.1.3 Alcantarillado de diámetro pequeño

Este sistema consiste en la decantación de los residuos sólidos provenientes de cada vivienda a través de tanques interceptores de sólidos o llamado también cajas sépticas, luego el agua servida decantada es transportada a la red de colectores constituidos por tuberías, accesorios para los cambios de direcciones y válvulas de purgas. El sistema final de las aguas decantadas puede ser dispuesto en campos de percolación o en pozos de infiltración.

El sistema permitirá que no sea necesario considerar pendientes y velocidades mínimas y máximas por que el flujo estará libre de sólidos, las tuberías podrán recorrer la topografía del terreno sin necesidad de mayor excavación siempre y cuando haya una diferencia de cotas entre el inicio y fin, además reducirá los diámetros de las tuberías en todo el diseño por los criterios mencionados. El sistema trabajará como un sistema de distribución de agua.

Sin embargo, el costo por la operación y mantenimiento aumentaría significativamente, se necesitaría a una persona calificada para la recolección de los sólidos y una disposición final del sólido total recolectado o derivación a una empresa encargada para su tratamiento, en cada lote se dejaría necesariamente un espacio destinado para las cajas sépticas limitando su área de construcción.

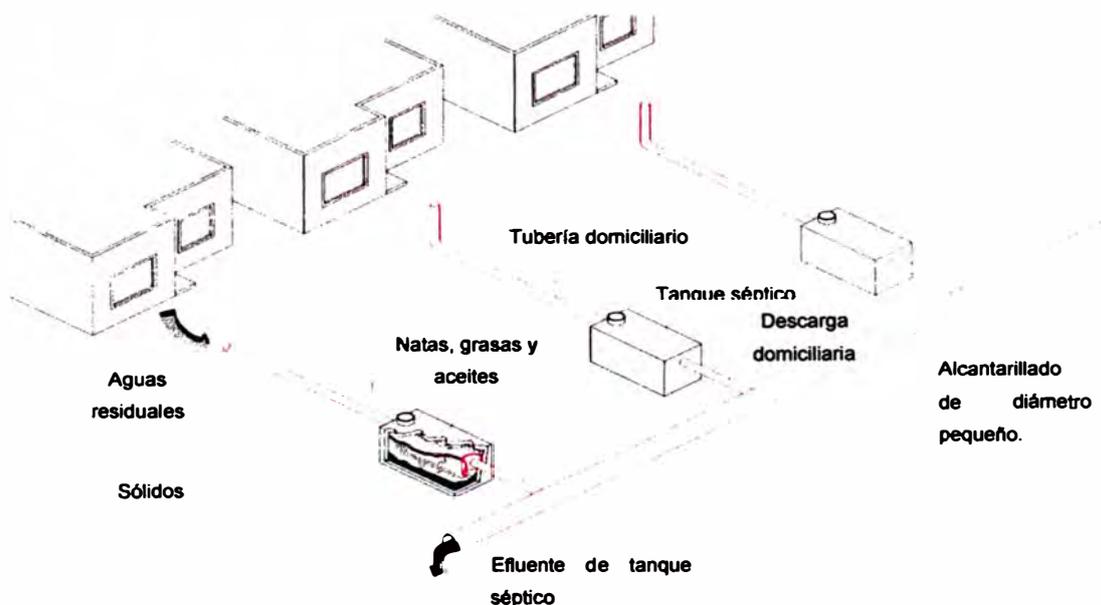


FIGURA N° 2.8: Alcantarillado de diámetro pequeño

Fuente: Redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos – Universidad Autónoma de Yucatán [50].

2.4.2 Sistema de alcantarillado sin recolección

2.4.2.1 Unidad sanitaria y pozo séptico

Una unidad sanitaria es todo aquello constituido por algunos de los siguientes componentes: inodoros, lavaderos, duchas. El residuo proveniente de esta unidad sanitaria es dirigido a un pozo séptico, que tiene la finalidad de retener los sólidos por decantación de una cámara y pasar a otra para la infiltración en el suelo.



FIGURA N° 2.9: Esquema ilustrativo sobre el sistema operativo de un tanque séptico

Fuente: Merle Henkenius [20]

2.4.2.2 Baños ecológicos con biodigestor

Sistema que consiste en la recolección de los diseños de una unidad sanitaria constituidos generalmente por: inodoros, lavaderos, duchas. Son conducidos a un biodigestor pre fabricada por empresas especializadas como el caso de Rotoplas, y luego el agua filtrada es transferida a una zanja de infiltración.



FIGURA N° 2.10: Esquema general de baños ecológicos con uso de biodigestor

Fuente: Instalación de tanque biodigestor - Rotoplas [43]

En general el biodigestor tiene como función la retención de sólidos a través de un sistema filtrante en su interior, permitiendo derivar el líquido filtrado a una zanja de infiltración. El sólido retenido en la base cónica es extraído por una válvula hacia una cámara de inspección para la eliminación respectiva

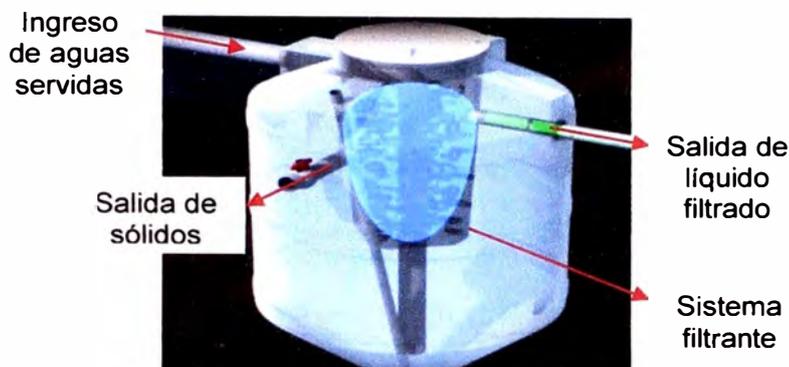


FIGURA N° 2.11: Composición de un biodigestor – ROTOPLAS

Fuente: Manual de instalación y mantenimiento – Biodigestor Rotoplas [43]

2.4.2.3 Letrina de hoyo seco ventilado

Una letrina es una caseta conformado por un pozo para la disposición de excretas, una losa para el soporte de la estructura y de carga viva, una estructura cerrada con material de la zona. De esta forma, este sistema funciona con un pozo excavado a una profundidad estimada de acuerdo a su vida útil, el revestimiento dependerá del tipo de terreno en la que se ubique. La losa tendrá dos hoyos: una para el ingreso de las heces y la otra que para la salida de los gases a través de una tubería que estará enmallada en la parte superior y cubierta para el caso de la lluvia. Ver figura N°2.12.

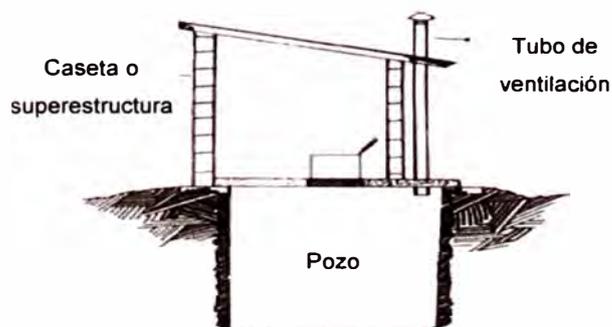


FIGURA N° 2.12: Letrina típica de hoyo seco ventilado.

Fuente: Alternativas tecnológica en agua y saneamiento en el ámbito rural del Perú – OPS [30].

2.4.2.4 Letrina de pozo anegado

Este sistema a diferencia de la letrina de hoyo seco ventilado, las heces ingresarán directamente a un tanque lleno de agua a través de un ducto que se encuentre parcialmente sumergido, con la finalidad de evitar que el olor salga por dicho orificio. El sólido por gravedad se ubicará en el fondo y el líquido pasará a un sistema de infiltración ya sea para un pozo o zanja de infiltración, también contará con una tapa de inspección para el retiro de los sólidos de acuerdo al mantenimiento diseñado y un orificio para la ventilación del sistema. Ver figura N°2.13.

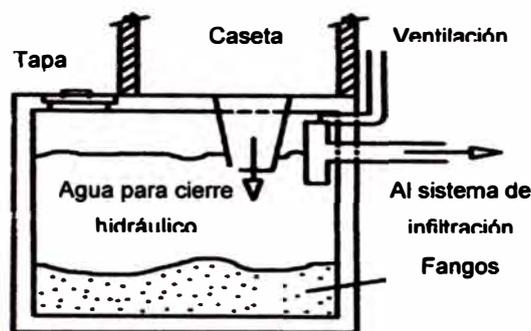


FIGURA N° 2.13: Esquema de una letrina de pozo anegado.

Fuente: Orientaciones sobre agua y saneamiento para poblaciones rurales – OPS [31].

2.4.2.5 Letrina de cierre hidráulico

Este sistema a diferencia de la letrina de pozo anegado, cuenta con un sifón en la salida del aparato sanitario para evitar el ingreso de insectos y malos olores a la caseta, los desechos van a un tanque séptico que puede estar distante de la caseta, esto permitiría que el aparato sanitario pueda estar en el interior de la vivienda como un área de servicios higiénicos. Las características del tanque pueden ser similares al tanque de la letrina de pozo anegado.

2.4.2.6 Letrina compostera

Este sistema es utilizado para el uso de abonos y fertilizantes mediante la separación de heces y orina respectivamente, el aparato sanitario debe permitir la separación de dichos componentes, de tal forma que sólo las heces puedan ingresar a la cámara y puedan retener la orina para reducir la humedad.

El sistema consiste en contar con dos cámaras independientes de una con la otra de tal forma que al ocupar aproximadamente el 75% una de las cámaras, el contenido de heces de una de éstas puedan ser tratadas con cenizas, cal o tierra para la obtención del abono. Ver figura N°2.14.

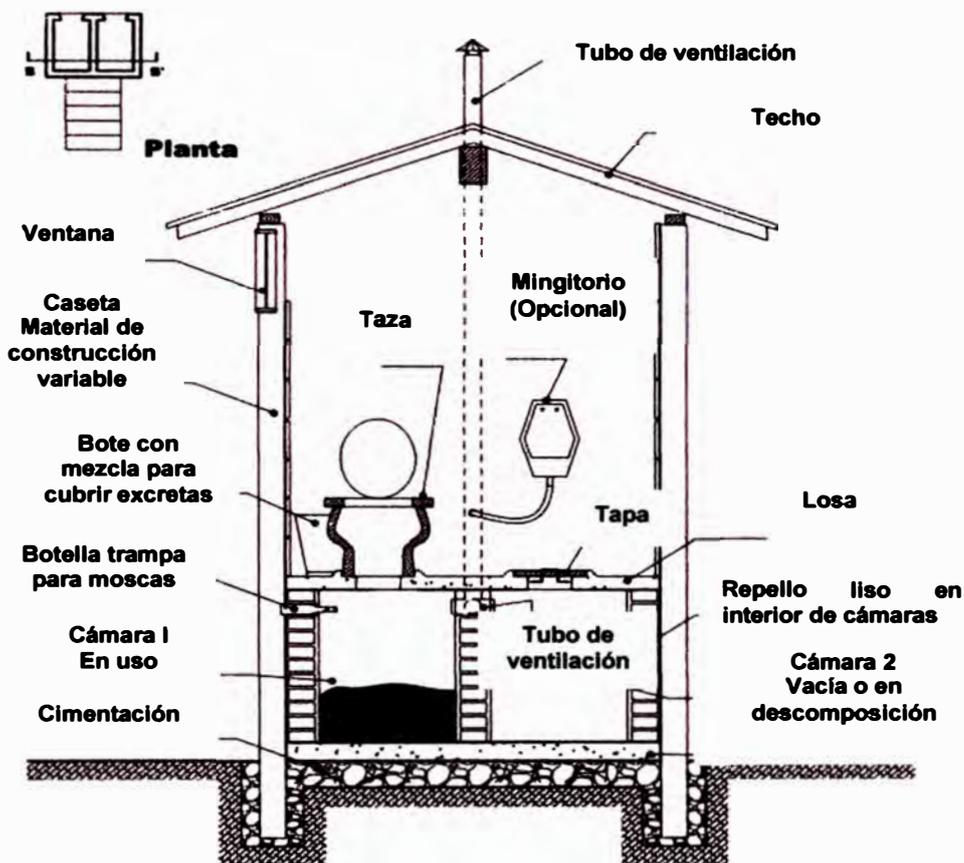


FIGURA N° 2.14: Esquema típica de una letrina compostera.

Fuente: Orientaciones sobre agua y saneamiento para poblaciones rurales – OPS [31]

2.5 PRINCIPALES ECUACIONES GENERALES A USAR EN LOS DISEÑOS

En el desarrollo del proyecto se usarán ecuaciones para el diseño de los diferentes componentes del proyecto. A continuación se muestran las principales ecuaciones a usar:

2.5.1 Ecuación de Continuidad

Es la expresión del principio de conservación de masa de un líquido, en la cual el flujo de masa del líquido que pasa por una sección "A₁", debe ser igual en la sección variada "A₂". Ver figura N° 2.15



FIGURA N° 2.15: Esquema de una tubería de sección variable

Fuente: Elaboración propia

$$\int_{A_1}^{A_2} \rho \bar{V} dA = 0 \rightarrow \rho V_2 A_2 - \rho V_1 A_1 = 0 \rightarrow V_2 A_2 = V_1 A_1 \quad (2-6)$$

Esta ecuación es válida para un flujo incompresible $\rho = \text{cte}$.

2.5.2 Ecuación de la cantidad de movimiento

Ecuación que se sustenta en la segunda ley de Newton, en la que indica que el cambio en la cantidad de movimiento por unidad de tiempo es igual a la resultante de las fuerzas exteriores. La siguiente figura representa una compuerta instalada en un canal

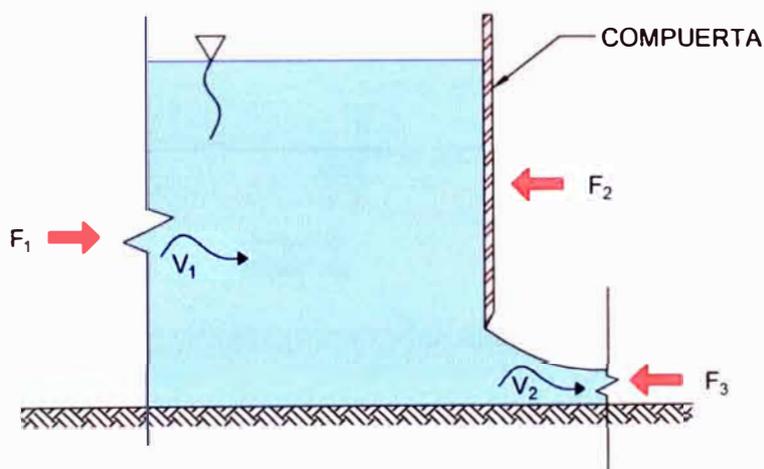


FIGURA N° 2.16: Esquema de la distribución de fuerzas horizontales en una compuerta

Fuente: Elaboración propia

Para calcular la fuerza F_2 sobre la compuerta se puede aplicar la siguiente ecuación de la cantidad de movimiento para flujos permanentes:

$$\sum \bar{F}_H = \rho \cdot Q \cdot (\beta_2 \bar{V}_2 - \beta_1 \bar{V}_1) \quad (2-7)$$

Donde F_H : fuerza hidrostática resultante, ρ : densidad del fluido en Kg/m^3 , Q : caudal en m^3/s , $\beta_2 = \beta_1$ es el coeficiente de Boussinesq, V : velocidad media en m/s .

2.5.3 Ecuación de la Energía

En la figura N° 2.17 se tiene el flujo a través de una tubería circular de sección variable con una singularidad (término denominado a la presencia de algo especial como un codo, válvula, estrechamiento, etc.).

La ecuación de la energía consiste en que la energía de una determinada sección 1 es mayor que la energía en una sección 2 de aguas abajo, pues existe una pérdida de energía al que no se transforma en presión, velocidad o elevación, denominada h_p . Ésta pérdida de energía puede deberse a factores como: la fricción (h_f) y pérdidas locales (h_L). Ver figura N° 2.17

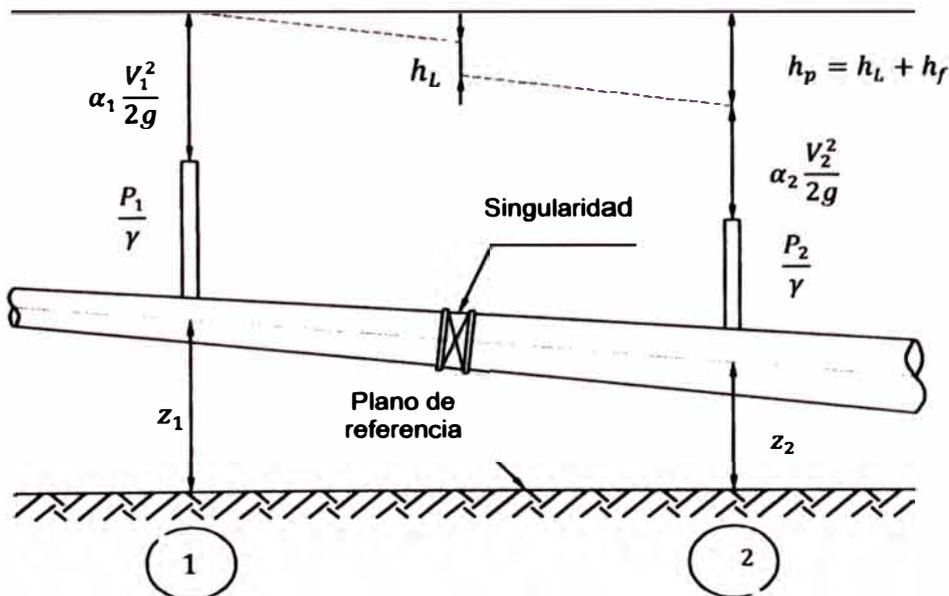


FIGURA N° 2.17: Esquema de la energía de una tubería de sección variable.

Fuente: Hidráulica de tuberías y canales, Rocha Felices [42]

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_p \quad (2-8)$$

Donde: $h_p = h_L + h_f$

Para flujos uniformes en tuberías y canales prismáticos, con números de Reynolds altos, el coeficiente de Coriolis se aproxima a $\alpha = 1$.

2.5.3.1 Ecuaciones por pérdida de fricción h_f

a) Ecuación de Darcy & Weisbach para tuberías

Es una expresión que puede usar en flujos laminares, transicionales y turbulentos, donde el coeficiente de fricción f debe tomar valores adecuados. La ecuación está definida por:

$$h_f = S \cdot L = f \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot L = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2 L}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \quad (2-9)$$

Donde **V**: velocidad en m/s, **L**: longitud de tubería en m, **D**: diámetro de tubería en m, **f**: factor de fricción de Darcy, **S**: pendiente de la línea de energía.

Existen expresiones por diferentes autores para determinar el factor de fricción de Darcy, estas expresiones pueden ser científicas y empíricas. Para las ecuaciones científicas existen diferentes autores que determinan el coeficiente de fricción para flujos turbulentos. En la tabla N°2.2 se muestra las ecuaciones empíricas por diferentes autores.

TABLA N° 2.2: Ecuaciones empíricas para calcular el coeficiente de fricción para flujos turbulentos

<p>Blassius</p> $f = \frac{0.316}{Re^{0.25}} \quad 3 \times 10^3 < Re < 10^5$	<p>Konakov</p> $f = \frac{1}{(1.81 \log Re - 1.5)^2} \quad Re > 2\,300$
<p>Nikuradse</p> $f = 0.0032 + \frac{0.221}{Re^{0.237}} \quad 10^5 < Re < 10^7$	<p>Swamee – Jain</p> $f = \frac{1.325}{\left\{ \ln \left(\frac{5.74}{Re^{0.9}} + \frac{k}{3.7D} \right) \right\}^2} \quad \begin{array}{l} 5 \times 10^3 < Re < 10^8 \\ 10^2 < D/k < 10^6 \end{array}$

Fuente: Adecuación de libro del Dr. Arturo Rocha [42].

En la tabla N° 2.3 se muestra las ecuaciones científicas para determinar el coeficiente de fricción dependiendo del tipo de flujo en que se desarrolla.

TABLA N° 2.3: Ecuaciones científicas para determinar el coeficiente de fricción de Darcy

TIPO DE FLUJO		ECUACIONES CIENTÍFICAS
LAMINAR	$Re < 2300$	Ecuación Hagen – Pouseville $f = \frac{64}{Re}$
TURBULENCIA	Pared hid. Lisa $0 \leq \frac{V_*k}{\nu} \leq 5$	Ecuación Karman - Prandtl $\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log\left(\frac{2.51}{Re\sqrt{f}}\right)$
	Pared hid. En transición $5 \leq \frac{V_*k}{\nu} \leq 70$	Ecuación Colebrook - White $\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log\left(\frac{2.51}{Re\sqrt{f}} + \frac{k}{3.71D}\right)$
	Pared hid. Rugosa $\frac{V_*k}{\nu} \geq 70$	Ecuación Karman - Prandtl $\frac{1}{\sqrt{f}} = 2\log\left(\frac{3.71D}{k}\right)$
<p>Donde:</p> <p>V_* : Velocidad de corte en m/s = \sqrt{gRS}</p> <p>k : Altura de rugosidad absoluta en m.</p> <p>ν : Viscosidad cinemática en m²/s</p> <p>Re : Número de Reynolds = $\frac{VD}{\nu}$</p>		

Fuente: Adecuación de libro del Dr. Arturo Rocha [42].

En la figura N°2.18 se presenta el diagrama de Moody basado en la ecuación de Karman - Prandtl. Ésta ecuación es útil para el cálculo analítico del factor de fricción, pero tiene el inconveniente de ser iterativo.

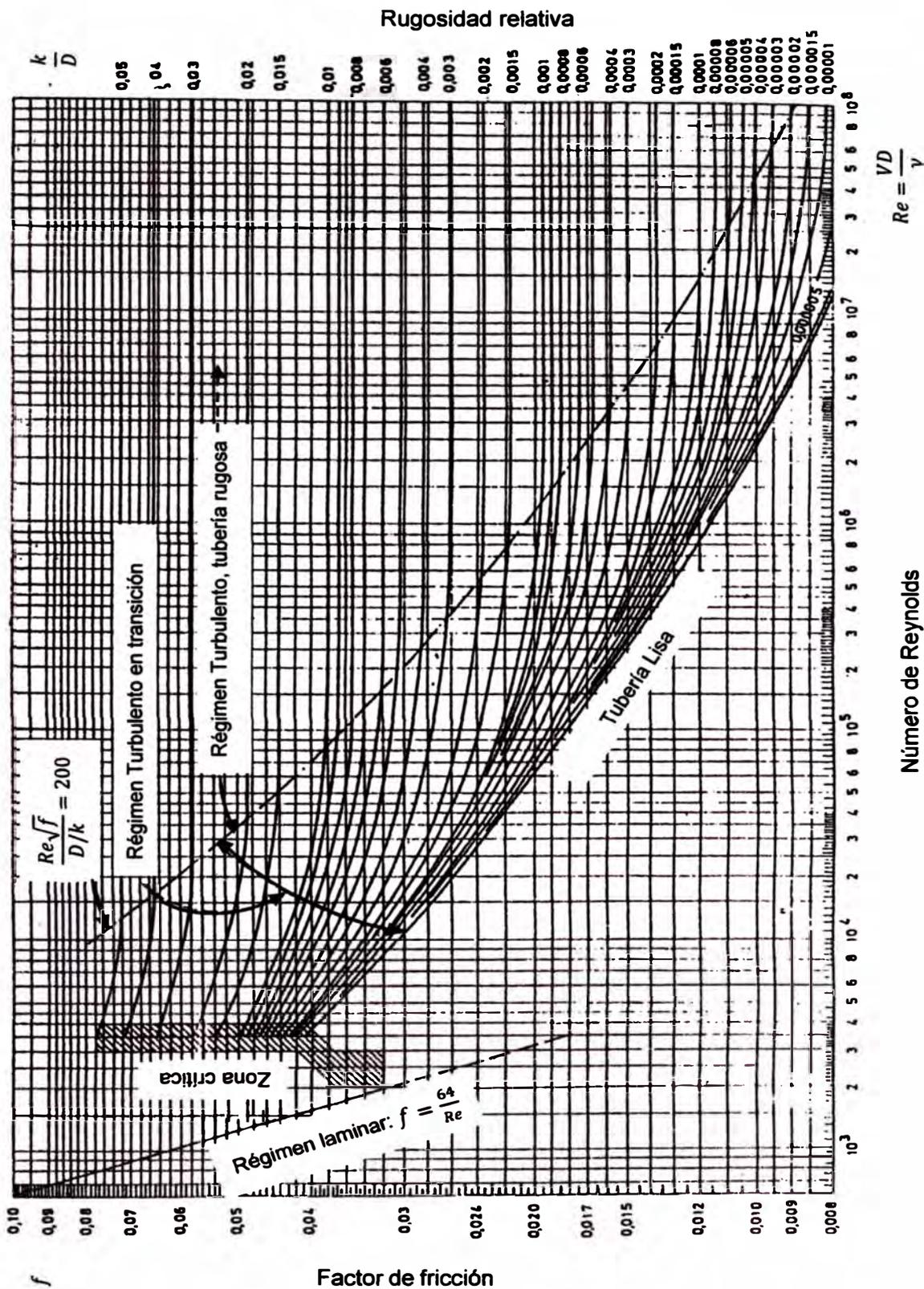


FIGURA N° 2.18: Diagrama de Moody.

Fuente: Adecuación de libro del Dr. Arturo Rocha [42].

b) Ecuación de Chezy

Permite obtener la velocidad media en m/s a partir del coeficiente de Chezy, el radio hidráulico y la pendiente, tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$V = C\sqrt{RS} \quad (2-10)$$

Donde **C**: coeficiente de Chezy en m^{1/2}/s, **R**: radio hidráulico en m,

En flujo turbulento en tuberías y canales las superficies pueden ser hidráulicamente lisas, en transición e hidráulicamente rugosas, donde el coeficiente C puede ser calculado como se muestra en la tabla N°2.4:

TABLA N° 2.4: Ecuaciones para determinar el coeficiente de Chezy según el comportamiento de la pared (Profesor Thijsee).

COMPORTAMIENTO DE LA PARED	ECUACIÓN
Pared hidráulicamente lisa $\frac{V_*k}{\nu} \leq 5$	$C = 18\log\left(\frac{42R}{\delta}\right)$
Pared hidráulicamente en transición $5 \leq \frac{V_*k}{\nu} \leq 70$	$C = 18\log\left(\frac{6R}{\frac{k}{2} + \frac{\delta}{7}}\right)$
Pared hidráulicamente rugosa $\frac{V_*k}{\nu} > 70$	$C = 18\log\left(\frac{12R}{k}\right)$
Donde: <i>R</i> : Radio hidráulico en metros. <i>k</i> : Altura de rugosidad absoluta en metros. $\delta : \text{Espesor de la sub capa laminar en metros.} = \frac{11.6\nu}{V_*}$	

Fuente: Adecuación de libro del Dr. Arturo Rocha [42].

c) Ecuación de Hazen & Williams

Expresión usada para determinar la pérdida de carga para tuberías, es útil para cálculos de la red de distribución con diferentes materiales, especialmente en tuberías de fundición y acero.

$$Q = 0.000426 C_H D^{2.63} S^{0.54} \quad \text{donde } S = \frac{h_f}{L}$$
$$h_f = 1.72 \times 10^6 \times \frac{L Q^{1.85}}{C_H^{1.85} D^{4.87}} \quad (2-11)$$

Esta ecuación es válida para tuberías, con temperaturas de agua de 5°C a 25°C, en flujo turbulento hidráulicamente rugosas, con velocidades medias menores a 3 m/s y diámetros mayores a 2". Donde **Q**: caudal en l/s, **C_H**: coeficiente de Hazen y Williams en pies^{1/2}/s, **D**: diámetro de tubería en pulgadas, **L**: longitud de tubería en km, **h_f**: pérdida de carga en m.

d) Ecuación de Manning

Expresión más usada para cálculos hidráulicos en tuberías o canales. La ecuación está definida por la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (m^3/s) \quad (2-12)$$

Esta ecuación es válida para flujos turbulentos hidráulicamente rugosos, donde **A**: área de la sección en m², **R**: radio hidráulico en m, **S = S_E = h_f/L**: pendiente de energía para flujos uniformes, **n**: parámetro que depende de la rugosidad de la pared.

La velocidad según la ecuación de Manning está dada por:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (m/s) \quad (2-13)$$

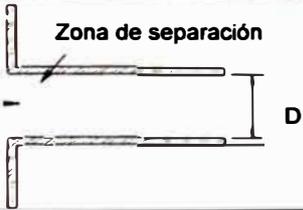
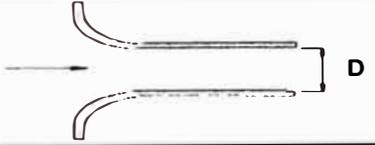
2.5.3.2 Ecuación por pérdidas locales

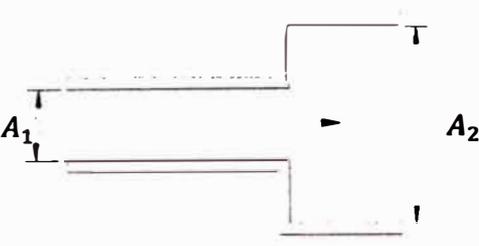
Son pérdidas que se manifiestan en tuberías o canales, debido a la presencia de algo especial denominado singularidad como: codo, válvulas, estrechamientos, compuertas, etc. Estas pérdidas locales se expresan genéricamente en función de la velocidad en la tubería, tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$h_{loc} = K \frac{V^2}{2g} \quad (2-14)$$

Donde **K** es un coeficiente adimensional que depende de las características de la singularidad que genera la pérdida, así como el número de Reynolds y de la rugosidad y **V**: velocidad media en m/s. En la tabla N° 2.5 se muestra las principales pérdidas locales en tuberías para flujo turbulento.

TABLA N° 2.5: Pérdidas de carga locales en tuberías para flujo turbulento.

ENTRADA		
$h_{loc} = K \frac{V^2}{2g}$		Donde V: velocidad media de la tubería m/s
Bordes agudos		$K = 0.5$
Bordes agudos		$K = 0.26$
Bordes acampanados		$K = 0.04$
Bordes entrantes		$K = 1$

ENSANCHAMIENTO		
$K \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = K \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$		Donde V_1 : Velocidad aguas arriba V_2 : Velocidad aguas abajo
Brusco		$K = 0.5$ Para el caso cuando el área a entregar es muy grande como un estanque: $h_{loc} = \frac{V_2^2}{2g}$
Gradual	El valor de k se obtiene a partir de la gráfica de Gibson	

CONTRACCIÓN		
$\left(\frac{1}{C_c} - 1\right)^2 \frac{V_2^2}{2g} = K \frac{V_2^2}{2g}$		Donde: V_2 : Velocidad aguas abajo C_c : Coeficiente de contracción de Weisbach
Brusco	El valor de C_c se obtiene a partir de la tabla de Weisbach	
Gradual	La pérdida de carga es mínima, ya que se reduce significativamente la formación de vórtices. $K=0$	
CAMBIO DE DIRECCIÓN		
$h_{loc} = K \frac{V^2}{2g}$		Donde V: velocidad media de la tubería m/s
Codo de 90°		$K = 0.9$
Codo de 45°		$K = 0.42$
Codo de curvatura fuerte		$K = 0.75$
Codo de curvatura suave		$K = 0.6$
VÁLVULAS		
$h_{loc} = K \frac{V^2}{2g}$		Donde V: velocidad media de la tubería m/s
Válvula globo (completamente abierta)		$K = 10$
Válvula de compuerta (completamente abierta)		$K = 0.19$
Válvula check (completamente abierta)		$K = 2.5$

Fuente: Adecuación de libro del Dr. Arturo Rocha [42].

CAPITULO III: INFORMACIÓN BÁSICA

3.1 GENERALIDADES

Para el diseño del sistema de agua y desagüe de la comunidad Nativa de Matereni es necesario contar con información topográfica, tamaño poblacional, salud poblacional, principales actividades de la población, sistemas actuales de agua y desagüe que cuenta la población, etc. Por tal motivo, se realizaron varias visitas a la comunidad, previa coordinación con la Municipalidad Distrital de Pangoa y el Jefe de la comunidad, Sr. Simón Chiricente Mahuanca, en las cuales se realizaron trabajos de encuestas, levantamientos topográficos y visitas a las estructuras existentes en dicha población.

Antes del inicio de los trabajos en campo, se realizó una identificación de proyectos existentes, datos geográficos y programas sociales en la Municipalidad Distrital de Pangoa, también se obtuvo información adicional importante en instituciones como el hospital distrital, la UGEL ubicado en Pangoa.

Participé en los trabajos del levantamiento topográfico con el apoyo de la Municipalidad con un técnico topográfico y con préstamos de equipos y herramientas, y por parte del Jefe de la comunidad se tuvo apoyo con los espacios para alojamientos y servicios de alimentos; además, se realizaron capacitaciones a personas locales y foráneas para el levantamiento topográfico.

El levantamiento duró aproximadamente dos semanas, en las cuales se trabajó en dos grupos: un grupo destinado para el levantamiento topográfico, y el otro destinado para el levantamiento de viviendas y estructuras existentes. La fotografía N°3.1 muestra el proceso de levantamiento topográfico realizado al borde del río con dos ayudantes locales.



FOTOGRAFÍA N° 3.1: *Fotografía del levantamiento topográfico al borde del río Chichireni.*

Participé en la realización de encuestas para el tamaño poblacional y encuestas socioeconómicas en el ámbito de saneamiento, realizándose cada una de ellas en diferentes días, dichas encuestas se realizaron con la participación continua de la Junta de Agua – JASS a quienes se les informó y capacitó referente a las encuestas para la ayuda respectiva. La fotografía N°3.2 muestra el censo poblacional realizado en la comunidad de Matereni.



FOTOGRAFÍA N° 3.2: *Fotografía del censo poblacional en la comunidad de Matereni*

Los trabajos de campos mencionados fueron realizados en el mes de agosto del 2016. cuyo mes pertenece a la temporada de verano en dicha zona, permitiendo un trabajo sin interrupción.

3.2 DATOS GEOGRÁFICOS, HIDROGRÁFICOS Y CLIMÁTICOS

3.2.1 Ubicación

La comunidad Nativa de Matereni se ubica en:

Región	:	Junín
Provincia	:	Satipo
Distrito	:	San Martín de Pangoa
Centro Poblado	:	Comunidad Nativa Tres Unidos de Matereni

La Comunidad Nativa Tres Unidos de Matereni, es un conjunto de centros poblados conformado actualmente por ocho comunidades, de las cuales la comunidad central que cuenta con una mayor población, mayor actividad económica es la Comunidad Nativa de Matereni, denominado así por ser la capital misma. Ver la ubicación política de Matereni en el plano N°01.

3.2.2 Altitud y coordenadas

La Comunidad Nativa de Matereni está ubicada en la siguiente coordenada y altitud:

Coordenada Este	:	585 377.60
Coordenada Norte	:	8 695 871.30
Altitud	:	695 msnm
Zona Sur	:	18 S

Las coordenadas se encuentran en el sistema WGS84 y con proyección UTM. Ver en el Plano Topográfico, plano N°04 y N°05.

3.2.3 Topografía

El levantamiento topográfico se realizó con dos grupos: una encargada por mi persona y la otra por un operador técnico de la Municipalidad de Pangoa, el equipo técnico era conformado por: el operador, primeros capacitados de la comunidad y un asistente encargado de anotar simbologías en la libreta de campo. En el levantamiento se usaron los siguientes equipos:

- 2 Estaciones totales electrónicas y láser marca “Trimble”, modelo 3603 DR.
- 1 GPS diferencial marca “Spectra Precision”, modelo SP 80.
- 7 Prismas

Como resultado del levantamiento, ver planos topográficos N°04 y N°05, se puede apreciar que la topografía de la localidad de la Comunidad Nativa de Matereni presenta una inclinación hacia el río Chichirene, desde el pie de un cerro, lo cual da condiciones bastante favorables para la ubicación de la planta de tratamiento de agua potable, reservorio, y para el diseño de las redes de agua y desagüe. La comunidad por ubicarse entre el río Chichirene y la quebrada Matereni, actualmente existe un gran potencial de contaminación a los ríos por las aguas servidas debido a las cercanías de las letrinas a los ríos.

3.2.4 Clima

El clima que cuenta la zona en estudio es similar a la que presenta el distrito de San Martín de Pangoa, cuyos estudios climáticos fueron realizados en proyectos similares.

En la zona se tiene dos tipos de clima, según la clasificación del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI):

- Húmedo y cálido, la cual se caracteriza por presentar temperaturas de 23°C a 24°C.
- Húmedo semi cálido, donde la temperatura promedio es de 18°C a 24°C.

El clima favorable para ejecuciones de proyecto es en la estación de verano que es en los meses de mayo a octubre.

3.2.5 Hidrografía

La comunidad Nativa de Matereni se encuentra ubicada en la intersección de la quebrada Matereni con el río Chichirene, tal como se puede apreciar en el plano hidrográfico N°02.

Las aguas del río Chichirene recorren en dirección de sur a norte para luego formar parte del río Anapati. La convergencia del río Anapati y el río Timcabeni forma el río Ene, tal como se puede apreciar en el plano hidrográfico provincial N°03.

3.2.6 Aforo

El aforamiento realizado en el punto de captación proyectado se hizo a través del método volumétrico, en tal sentido se realizó un recorrido previo aguas abajo de la Quebrada Matereni para identificar el punto idóneo del aforamiento.

Se realizaron dos aforamientos en la quebrada en diferentes fechas, a continuación se describe cada una de ellas:

3.2.6.1 Aforo N°01

Participé en el aforamiento y en presencia de los ingenieros civiles Luis Espinoza Lino y Wilmer Espinoza Espinoza; además se contó con el apoyo de personas locales para los trabajos correspondientes.

Para la operación del aforo se realizó mediante un contenedor de agua con una capacidad de 78 litros y un cronómetro. Como procedimiento se realizaron 5 mediciones de tiempo para un volumen constante en el contenedor.

La fotografía N°3.3 muestra el aforamiento realizado en el mes de setiembre del 2016, cuya época en la provincia de Satipo pertenece a la estación de verano. Para la realización de la actividad se tuvo en cuenta factores como desnivel, clima, topografía y efluentes que afecten la medición del caudal.



FOTOGRAFÍA N° 3.3: Aforamiento de la Quebrada Matereni – Setiembre 2016

Los datos de las mediciones se indican en la tabla N°3.1 Datos de aforo N°01 de la Quebrada Matereni.

TABLA N° 3.1: Datos de las mediciones del aforamiento N°01

PROYECTO : Diseño del sistema de agua y desagüe de la Comunidad Nativa de Matereni, Junín
FECHA : 08/09/2016
HORA : 10 horas
REGIÓN : Junín
PROVINCIA : Satipo
DISTRITO : San Martín de Pangoa
ALTITUD : 980 msnm
RESPONSABLE : Luis Espinoza Lino

MEDICIÓN	TIEMPO EN SEGUNDOS	VOLUMEN AFORADO (L)	CAUDAL	
			L/S	m3/S
1	4.88	78	15.98	0.01598
2	4.86	78	16.05	0.01605
3	5.05	78	15.45	0.01545
4	3.78	78	20.63	0.02063
5	4.82	78	16.18	0.01618
CAUDAL PROMEDIO			16.86	0.01686
CAUDAL PROMEDIO INCLUIDO DESPERDICIOS*			18.86	0.01886

* Nota: Se estimó un desperdicio de agua aproximado de 2L/S, debido a que había infiltraciones laterales que no pudo ser medido.

Fuente: Elaboración propia

3.2.6.2 Aforo N°02

En este aforamiento participé con el apoyo de una sola persona perteneciente a la comunidad. Los materiales que se utilizaron fueron un contenedor de agua con una capacidad de 50 litros y un cronómetro.

En la fotografía N°3.4 se muestra el aforamiento realizado en el mes de enero del 2017, cuya época pertenece a la temporada de lluvias.



FOTOGRAFÍA N° 3.4: Aforamiento de la Quebrada Matereni – Enero 2017

Los datos de las mediciones se indican en la tabla N°3.2 Datos de aforo N°02 de la Quebrada Matereni.

TABLA N° 3.2: Datos de las mediciones del aforamiento N°02

PROYECTO : Diseño del sistema de agua y desagüe de la Comunidad Nativa de Matereni, Junín
FECHA : 03/01/2017
HORA : 13 horas
REGION : Junín
PROVINCIA : Satipo
DISTRITO : San Martín de Pangoa
ALTITUD : 980 msnm
RESPONSABLE : Luis Edinson Castañeda

MEDICIÓN	TIEMPO EN SEGUNDOS	VOLUMEN AFORADO (L)	CAUDAL	
			L/S	m ³ /S
1	1.52	50	32.89	0.03289
2	1.60	50	31.25	0.03125
3	1.58	50	31.65	0.03165
4	1.82	50	27.47	0.02747
5	1.55	50	32.26	0.03226
CAUDAL PROMEDIO			31.10	0.03110
CAUDAL PROMEDIO INCLUIDO DESPERDICIOS*			36.10	0.03610

* Nota: Se estimó un desperdicio de agua aproximado de 5L/S, debido a que había infiltraciones laterales que no pudo ser medido.

Fuente: Elaboración propia

En resumen, el caudal que oferta la quebrada Matereni perteneciente a la temporada de sequía es el caudal mínimo que podrá ofrecer a la población durante todo el año, cuyo valor obtenido de la tabla N°3.1 tiene un orden de magnitud de 18 l/s.

3.2.7 Geología

El estudio geológico de la zona del proyecto perteneciente al cuadrángulo 24-ñ o llamado también cuadrángulo de Quiteni (información obtenida del informe geológico realizado por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico – INGEMMET [15]: “Geología del cuadrángulo de Quiteni 24-ñ y Canaire 25-ñ – Boletín A118”) está orientado al conocimiento básico de la Geomorfología, Estratigrafía, Estructural y evolución geológica, enmarcados dentro del ámbito regional. A continuación se muestra el resumen señalado en el informe:

“El área se tiene las siguientes unidades geomorfológicas: Valles, relieve cordillerano, flanco o laderas, estribaciones de la Cordillera Oriental, colinas y llanuras, con altitudes que van desde los 400 msnm hasta superar los 4500 msnm.

La base de la columna estratigráfica está constituida por el basamento denominado Complejo Mantaro de edad neo proterozoica. Está conformado por gneises de composición granítica y monzogranítica, sobre el cual se depositó la columna estratigráfica con más de 13 000 metros desde el Paleozoico inferior hasta el Cuaternario reciente:

El Paleozoico inferior está constituido por: la Formación Sandia que está compuesta por areniscas cuarcíticas con subniveles de pizarras; representa en esta zona la base de la pila sedimentaria y el Grupo Cabanillas conformado por pizarras y lutitas pizarrosas. Ambas secuencias son afectadas por la Tectónica Eohercínica. En el Paleozoico superior se depositó el Grupo Ambo, compuesto por areniscas con micas y materia carbonosa. Continúa la sedimentación con los grupos Tarma y Copacabana y hacia el topo se embalsa una secuencia arenosa correspondiente a la Formación Ene.

La regresión marina y consecuente levantamiento de la región se produce por la Tectónica Tardihercínica de régimen de distensión. Los productos de la denudación del área positiva, durante el Pérmico superior – Triásico, han originado

las capas rojas de la Formación Sarayaquillo, cual se deposita en leve discordancia al Paleozoico superior. Durante el Cretáceo se produce la mayor transgresión marina relacionada a movimientos eustáticos de levantamiento y hundimientos, por lo que se deposita el Grupo Oriente, Formación Chonta y Formación Vivian. La Fase Peruana de la Tectónica Andina retira lentamente el ambiente marino y produce la sedimentación clástica del Grupo Huayabamba, de edad paleógena – neógena”.

3.2.8 Geotecnia

Para el estudio geotécnico del proyecto de “Diseño del sistema de agua y desagüe de la Comunidad Nativa de Matereni, Junín” se realizaron en campo extracciones de muestras de suelos por medios de calicatas, para luego ser ensayados en laboratorio. El análisis geotécnico se realizaron para las principales estructuras hidráulicas proyectadas: reservorio, red de distribución de agua y alcantarillado, y la planta de tratamiento de aguas residuales.

3.2.8.1 Análisis geotécnico en el reservorio

Para la excavación de la calicata en el área del reservorio contó con la participación de mi persona y tres personas como apoyo. El trabajo consistió en la excavación de una calicata de una profundidad de 1.50 metros tal como se muestra en la fotografía N°3.5



FOTOGRAFÍA N° 3.5: Calicata ubicada en el área del reservorio proyectado

La muestra de suelo obtenido se envió al laboratorio de mecánica de suelos de la facultad de ingeniería civil – UNI, obteniendo como resultado el “Informe geotécnico de la muestra C-01”, cuyo documento se encuentra adjuntado en el anexo D. La tabla N°3.3 muestra un resumen de los parámetros geotécnicos:

TABLA N° 3.3: Parámetros geotécnicos en el área del reservorio

Profundidad de Muestreo	1.50 m
Tipo de suelo	Limo de alta plasticidad (MH)
Ángulo de fricción interna (ϕ)	22.3°
Cohesión interna (C)	1.90 Ton/m ²
Peso volumétrico (V_m)	1.889 Ton/m ³

Fuente: Resultado del estudio geotécnico en el laboratorio mecánicos de suelos FIC – UNI 2017.

3.2.8.2 Análisis geotécnico en la red de distribución de agua y alcantarillado

El estudio de geotecnia fue tomado del estudio de suelos del proyecto de pre inversión: “Mejoramiento y ampliación del servicio educativo de las instituciones educativas del nivel secundario de Puerto Anapati, Tres Unidos de Matereni y Potsoteni – Vraem, Distrito de Pangoa – Satipo – Junín”, enero 2016.

En la Comunidad Nativa de Matereni se realizaron 2 calicatas a una profundidad de 2m ubicadas en el área de la institución educativa secundaria, en la cual por ensayos de laboratorio determinaron que el tipo de suelo a la profundidad del muestreo es arcilla de baja plasticidad (CL) y que no hubo evidencia de nivel freático a la profundidad señalada. La tabla N°3.3 muestra los parámetros geotécnicos resultado de los análisis de laboratorio:

TABLA N° 3.4: Parámetros geotécnicos en el área de la red de distribución de agua y alcantarillado de Matereni

Profundidad de Muestreo	2.00 m
Tipo de suelo	Arcilla de baja plasticidad (CL)
Ángulo de fricción interna (ϕ)	18.98°
Cohesión interna (C)	0.442 Ton/m ²
Peso volumétrico (V_m)	1.72 Ton/m ³

Fuente: Estudio de suelos del proyecto “Mejoramiento y ampliación del servicio educativo nivel secundario – Matereni 2016”

3.2.8.3 Análisis geotécnico de la PTAR

Para la excavación de la calicata en el área de la planta de tratamiento de aguas residuales contó con la participación de tres personas como apoyo. El trabajo consistió en la excavación de una calicata de una profundidad de 1.50 metros tal como se muestra en la fotografía N°3.6



FOTOGRAFÍA N° 3.6: Calicata ubicada en el área de la PTAR

La muestra de suelo obtenido se envió al laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil – UNI, obteniendo como resultado el “Informe geotécnico de la muestra C-02”, cuyo documento se encuentra en el anexo D. La tabla N°3.5 muestra un resumen de los parámetros geotécnicos:

TABLA N° 3.5: Parámetros geotécnicos en el área de la PTAR

Profundidad de Muestreo	1.50 m
Tipo de suelo	Arcilla de alta plasticidad (CH)
Ángulo de fricción interna (ϕ)	23.8°
Cohesión interna (C)	2.40 Ton/m ²
Peso volumétrico (V_m)	1.966 Ton/m ³

Fuente: Resultado del estudio geotécnico en el laboratorio mecánicos de suelos FIC – UNI 2017

3.3 DATOS CENSALES Y SOCIOECONÓMICOS

En la Comunidad Nativa de Matereni se hicieron encuestas con fines demográficos y socioeconómicos en diferentes días. La encuesta demográfica se realizó para la población total que se encuentran viviendo en el centro poblado, debido a que existen 12 familias que viven en sus chacras y que no tienen lotes en el pueblo. Para la encuesta socioeconómica se tomó una muestra de 75

viviendas de un total de 134 viviendas. Los censos por vivienda se muestran en el anexo E, y como resumen de ello se obtuvo la siguiente tabla N°3.6:

TABLA N° 3.6: Cuadro resumen del censo socio económico

SEXO DEL JEFE DEL HOGAR	IDIOMA QUE HABLA			ACTIVIDAD AGRÍCOLA					INGRESO FAMILIAR ANUAL EN SOLES					
	ASHÁNINCA	CASTELLANO	AMBOS	CAFÉ	PLÁTANO	MAÍZ	CACAO	YUCA	FRUTAS	0 - 1000	1000 - 2000	2000 - 3000	3000 - 4000	4000 - MÁS
M	3	-	-	3	-	-	1	3	2	-	2	1	-	-
V	52	-	20	71	16	12	31	71	12	18	33	9	8	4
TOTAL	55	0	20	74	16	12	32	74	14	18	35	10	8	4

SEXO DEL JEFE DEL HOGAR	GASTO FAMILIAR ANUAL EN SOLES					SERVICIOS CON QUE CUENTA					PAGA ALGUNA CUOTA MENSUAL POR EL AGUA QUE USA	DISPOSICIÓN PARA PAGAR POR UN SERVICIO DIGNO DE AGUA Y DESAGÜE EN SOLES
	0 - 500	500 - 1000	1000 - 1500	1500 - 2000	2000 - MÁS	ENERGÍA ELÉCTRICA	POZO SÉPTICO/LETRINA	TELEFONÍA FIJA	TELEFONÍA MÓVIL	CONEXIÓN DE AGUA POR		
M	-	3	-	-	-	3	2	-	1	3	NINGUNO	SI. 10
V	18	32	16	1	5	67	63	-	48	71	NINGUNO	SI. 10
TOTAL	18	35	16	1	5	70	65	0	49	74		

Fuente: Elaboración propia

3.3.1 Idioma

De análisis de la población encuestada según el idioma se encuentra que el 73.3% de la población encuestada sólo habla el idioma Asháninka, el 26.7% restante domina ambos idiomas; en la localidad no se encuentra personas foráneas que solo hablen el idioma castellano. Ver tabla N°3.7

TABLA N° 3.7: Población encuestada según el idioma de la zona

IDIOMA	N° DE PERSONAS	%
Sólo Ashaninka	55	73.3
Sólo Castellano	0	0.0
Ambos	20	26.7
Total	75	100.0

Fuente: Elaboración propia

3.3.2 Actividad agrícola

El flujo económico que se desarrolla en la comunidad es principalmente de la actividad agrícola, cuyos datos del censo muestra que los principales productos que se siembra y generan ingresos son: el café, el cacao y el maíz; y los productos que se usan generalmente para consumo que son: la yuca para la elaboración de sus alimentos y bebidas, el plátano y otras frutas de la zona como naranja, caña, mandarina, etc. Ver tabla N°3.8

TABLA N° 3.8: Principales productos agrícolas que se cultivan en la zona.

PRODUCTOS AGRÍCOLAS	PERSONAS ENCUESTADAS	%	PRINCIPAL USO
Café	74	98.7	Comercio
Cacao	32	42.7	Comercio
Maíz	12	16.0	Comercio
Yuca	74	98.7	Consumo
Plátano	16	21.3	Consumo
Frutas	14	18.7	Consumo
Total viviendas.	75	100.0	

Fuente: Elaboración propia

3.3.3 Demografía y catastro

El aspecto demográfico de la Comunidad Nativa de Matereni, se basó en el dato censal del año 2007 tal como se muestra en la tabla N°3.9, debido a que el INEI consideró el censo poblacional para la comunidad a partir de dicho año.

TABLA N° 3.9: Población censada de la C.N. de Matereni según sexo.

Categoría	Masculino	Femenino	Total
Población	324	336	660
Porcentaje %	49.1	50.9	100

Fuente: Censo Nacional 2007, a nivel de centros poblados - INEI

Para complementar la información histórica, se tomó en cuenta también los datos de padrones de la comunidad del año 2014 y 2015, y además de los datos de la encuesta demográfica realizada en el mes de octubre del 2016, cuya información completa se encuentra en el anexo D. A continuación se muestra en resumen de la cantidad de habitantes obtenidos:

TABLA N° 3.10: Información histórica de la población por diferentes fuentes

AÑO DEL CENSO	2007	2014	2015	2016
POBLACIÓN	660	684	690	710
FUENTE	INE	PADRON	PADRON	ENCUESTA

Fuente: Adecuación de información recopilada

La información catastral de la comunidad se obtuvo mediante el levantamiento topográfico a cada lote y manzana, y de manera visual se puede concluir que la distribución de la población se encuentra bien definida por manzanas.

3.3.4 Situación económica

Los niveles de ingreso de la comunidad se deben principalmente de la actividad agrícola cuyo ingreso promedio anual por familia es de 1000 a 2000 soles, tal como se puede apreciar en la tabla N°3.11.

TABLA N° 3.11: Niveles de ingresos familiares por año en soles

INGRESO FAMILIAR ANUAL EN SOLES	N° DE PERSONAS	%
0 - 1000	18	24.0
1000 - 2000	35	46.7
2000 - 3000	10	13.3
3000 - 4000	8	10.7
> 4000	4	5.3
Total encuestados	75	100.0

Fuente: Elaboración propia

Los niveles de gasto promedio familiar anual en soles son de 500 a 1000 soles, dichos gastos se deben principalmente en el pago de servicio de energía, transporte por movilización a la capital del distrito de Pangoa, en educación, salud, vestimentas, etc. El cual se detalla en el censo socio económico del anexo D.

TABLA N° 3.12: Niveles de gastos familiares por año en soles

GASTO FAMILIAR ANUAL EN SOLES	N° DE PERSONAS	%
0 - 500	18	24.0
500 - 1000	35	46.7
1000 - 1500	16	21.3
1500 - 2000	1	1.3
> 2000	5	6.7
Total encuestados	75	100.0

Fuente: Elaboración propia

En la encuesta realizada la población en su mayoría está de acuerdo en contar con un sistema de agua y desagüe que mejore la calidad de vida, teniendo la disposición de pagar por el mantenimiento del sistema en un valor de S/10.00 soles. Cabe resaltar que la preferencia de la población para la disposición de excretas y de aguas grises es por el sistema de alcantarillado, debido a la distribución demográfica de la población impide que las unidades sanitarias por medio de letrinas estén cerca o colindante a su lote y tengan que recorrer cientos de metros en el peor de los casos para usar el servicio.

3.4 SERVICIOS

3.4.1 Salud

El puesto de salud de Matereni brinda sus servicios desde el año 1998 y es categorizado por el Ministerio de la Salud como I-1 Puesto de salud.

El puesto de salud cuenta con un ambiente de 500 m² destinados a los siguientes servicios:

- Tópico – admisión
- Laboratorio
- Maternidad
- Medicina
- Programa de Control de crecimiento y desarrollo (CRED)
- Programa Ampliado de Inmunización (PAI)
- Farmacia
- Triaje
- Cadena de Frío

Cuenta con una obstetra y dos técnicos enfermeros que brindan los servicios por la mañana de 8 a 12 y por la tarde de 1 a 7 en todos los días del año. Según el puesto de salud la causa principal de la mortalidad son causadas por enfermedades prevalentes existentes como:

- a) Tuberculosis: Enfermedad que en la actualidad cuenta con una difusión de TBC ganglionar.
- b) Infecciones Respiratorias Agudas (IRAS): Es una de las enfermedades más comunes debido a sus costumbres

- c) **Enfermedad diarreica aguda (EDA):** Enfermedad con mayor frecuencia debido a una deficiencia en el servicio de agua y desagüe. A esto se suma otras enfermedades de origen hídricos como parasitosis intestinal, intoxicación alimentaria.
- d) **Desnutrición:** Es una de las enfermedades que mayor recurrencia hay en la comunidad, debido a que muchos de ellos solo se alimentan de la yuca y de la caza.

3.4.2 Educación

La comunidad nativa de Matereni cuenta con tres instituciones educativas destinadas cada una de ellas con un nivel educativo específico, tal como se puede apreciar en la tabla N°3.13.

TABLA N° 3.13: *Instituciones educativas de la Comunidad Nativa de Matereni*

Centro Educativo	Sector	Nivel	N° Docentes	N° Alumnos
739	Público	Inicial	3	67
64425	Público	Primaria	8	205
Tres Unidos de Materreni	Público	Secundaria	7	70
Total			18	342

Fuente: Unidad de Gestión Educativa Local, UGEL – Pangoa 2016.

Actualmente dichas instituciones se encuentran en buen estado tal como se puede apreciar en el panel fotográfico del anexo A.

3.4.3 Electricidad

La comunidad nativa cuenta con servicio de energía eléctrica las 24 horas del día, sin embargo hay fechas en que no cuentan energía por problemas técnicos y que en los días sin energía cuentan con paneles que son los encargados de almacenar la energía solar y convertir a energía eléctrica. Las estructuras que cuenta con los paneles solares son: el local comunal y la antena de telefonía.

3.4.4 Telefonía

La comunidad cuenta con el servicio de telefonía móvil de la empresa Movistar, cuya antena se encuentra ubicado en la avenida Chima a la entrada del pueblo.

La estructura se encuentra cercada con mallas metálicas y cuenta con un panel solar para eventos de emergencia.

3.4.5 Comunicación

Existen dos vías de comunicación principales para llegar a la Comunidad Nativa de Matereni una por Lima y otra por Huancayo, en la tabla siguiente N°3.14 se muestra la longitud, el tiempo de llegada por transporte público y el tipo de superficie existente en la vía de comunicación.

TABLA N° 3.14: Vías de comunicación – C.N. Matereni

Ruta	Carretera	Longitud en km		Tiempo en horas		Superficie de rodadura
		Parcial	Total	Parcial	Total	
1	Lima - Pangoa	461	526	10	13.5	Asfáltica
	Pangoa - C.N. Matereni	65		3.5		Afirmado
2	Huancayo - Pangoa	319	384	6.5	10	Asfáltica
	Pangoa - C.N. Matereni	65		3.5		Afirmado

Fuente: Elaboración propia

Las empresas que se encargan del transporte interprovincial hacia el distrito de Pangoa son: Lobato, Turismo Central y la empresa Junin; cuyos costos promedios en fechas no festivas se muestra en la tabla N°3.15. Para el transporte hacia la Comunidad Nativa de Matereni es mediante autos y camionetas colectivas.

TABLA N° 3.15: Costo de transporte promedio

Ruta	Carretera	Costo en soles	
		Parcial	Total
1	Lima - Pangoa	60	90
	Pangoa - C.N. Matereni	30	
2	Huancayo - Pangoa	40	70
	Pangoa - C.N. Matereni	30	

Fuente: Elaboración propia

3.4.6 Programas sociales

En la comunidad existen programas sociales por parte del estado para ayudarlos socioeconómicamente, dichos programas son los siguientes:

a) Programa Tambo

El programa Tambo permite mejorar la calidad de vida de la población pobre y extremadamente pobre, asentadas en zonas rurales centradas y dispersas permitiendo la igualdad de oportunidad, desarrollar capacidades productivas comunitarias e individuales y facilitar acceso a sectores como la RENIEC, SENASA y oficinas para la intervención de otros programas.



FOTOGRAFÍA N° 3.7: Ambientes con los que cuenta el Tambo.

En la Comunidad se encuentra en construcción el centro de servicio Tambo cuya ejecución inició en setiembre del 2016, cuyos datos se muestran en la siguiente fotografía N°3.8.



FOTOGRAFÍA N° 3.8: Datos técnicos del programa nacional Tambo – C.N. Tres Unidos de Matereni

b) Programa Juntos

El programa Juntos permite ayudar económicamente por medio del Estado a través del Banco de la Nación a familias en condiciones de pobreza, cuyos hijos son menores de 14 años y/o madres gestantes con la finalidad de asegurar el bienestar infantil. El programa realiza una transferencia monetaria condicionada al beneficiario por un monto de S/ 200 bimestralmente.

c) Pensión 65

Permite ayudar mediante una pensión a personas mayores de 65 años que se encuentran en una situación de pobreza y que no cuentan con una pensión originada en algún sistema de pensiones contributivos, ni que sean beneficiarios de algún programa social con excepción del SIS y PRONAMA. El programa realiza una transferencia monetaria directa a la cuenta de ahorros del cliente por un monto de S/ 250 bimestralmente.

CAPITULO IV: DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y LETRINAS

4.1 SITUACIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA Y LETRINAS DE LA COMUNIDAD NATIVA DE MATERENI

4.1.1 Situación actual del sistema de agua

El sistema actual de agua de la Comunidad Nativa de Matereni (ver plano N°07), está conformado por las siguientes estructuras:

4.1.1.1 Captación

En la actualidad la Comunidad Nativa de Matereni esta abastecida por una captación realizada por FONCODES y 2 captaciones realizadas por la población misma, su ubicación se muestra esquemáticamente en la figura N°1.2 del párrafo 1.2. A continuación se detalla los componentes de cada captación:

a) Captación N°01 – FONCODES (0.32 l/s)

Fue realizada por FONCODES en el año 2000 a una cota aproximada de 857 msnm; está constituido por dos tomas de concreto armado que captan agua de dos manantiales con un caudal total, aforé en setiembre de 2016 igual a 0.32 L/S. Las tomas están conectadas entre sí mediante una tubería PVC de 2", cada toma está constituido por dos cámaras: la primera destinada para la recepción y derivación del agua hacia el conducto de aducción, y la segunda destinada para la regulación del agua mediante una válvula hacia la tubería de aducción, ver fotografía N°4.1



a) Cámara N°01



b) Cámara N°02

FOTOGRAFÍA N° 4.1: Componentes de cada toma de la captación N°01

En la fotografía N° 4.2 se aprecia el exterior de la actual captación, en la cual la zona está llena de maleza sin ningún mantenimiento y con estructuras en deterioro; es importante señalar que el acceso a dicha captación se encuentra en mal estado con abundante maleza haciendo una vía no visible para el tránsito.



FOTOGRAFÍA N° 4.2: Vista actual de la captación N°01

b) Captación N°02 – Población (0.25 l/s)

Esta captación fue construida por la misma población en el año 2015, cuyas aguas provienen de un arroyo con caudal, aforé en setiembre 2016 con un caudal de 0.25 l/s.

Actualmente esta captación no viene funcionando en su totalidad, debido a que el agua retenida está expuesta al ingreso de animales, hojas y otros agentes que contaminan y obstruyen el ingreso del agua hacia la línea de conducción. Además, por no contar con un mantenimiento constante y adecuado, el ingreso de partículas genera atascos aguas abajo en la línea de conducción.

La fotografía N°4.3 muestra la construcción casera realizada por la población, donde se puede visualizar la presencia de hojas, astillas sedimentadas producto del arrastre y caída de los árboles. Cuenta con una tubería de PVC de 1½" que se conecta aguas abajo con la línea de conducción construida por FONCODES, tal como se muestra en el plano N°07.



FOTOGRAFÍA N° 4.3: Vista actual de la captación N°02

c) Captación N°03 - Población (0.32 l/s)

Esta captación fue construida a mediados del año 2015 por la población misma, cuyas aguas provienen de un manantial cuyo caudal, aforé en setiembre de 2016, es de 0.32 l/s.

La construcción fue realizada con concreto armado cuyas dimensiones son 1.30x1.03x0.85 m. Las aguas captadas son derivadas a la línea de conducción de diámetro de 4". Ver fotografía N°4.4



a) Ingreso del agua a la estructura



b) Medición la estructura

FOTOGRAFÍA N° 4.4: Vista actual de la Captación N°03

En resumen caudal de agua neto que llega a la población se muestra en la siguiente tabla N°4.1:

TABLA N° 4.1: Caudales aproximados que abastecen actualmente a la población

Captación	N°01 FONCODES	N°02 POBLACIÓN	N°03 POBLACIÓN	Total disponible
Caudal (l/s)	0.32	0.25	0.32	0.64
Estado actual	Funciona	No Funciona	Funciona	

Fuente: Elaboración propia

4.1.1.2 Línea de conducción

La línea de conducción actual ha sido construida por dos entes constructores: FONCODES y la población misma. La línea de conducción consiste en una tubería de PVC de 2", realizada por FONCODES, se desarrolla bajo tierra a una profundidad aproximada de 0.5 m, además existe un tramo de tubería que hace un cruce aéreo por la quebrada Matereni, donde este tramo consiste en una tubería galvanizada de 2". La línea de conducción realizada por la población se desarrolla apoyada sobre la superficie del terreno, con tuberías de PVC de diferentes diámetros. La figura N°4.1 muestra un esquema de la distribución de la línea de conducción con sus respectivos diámetros

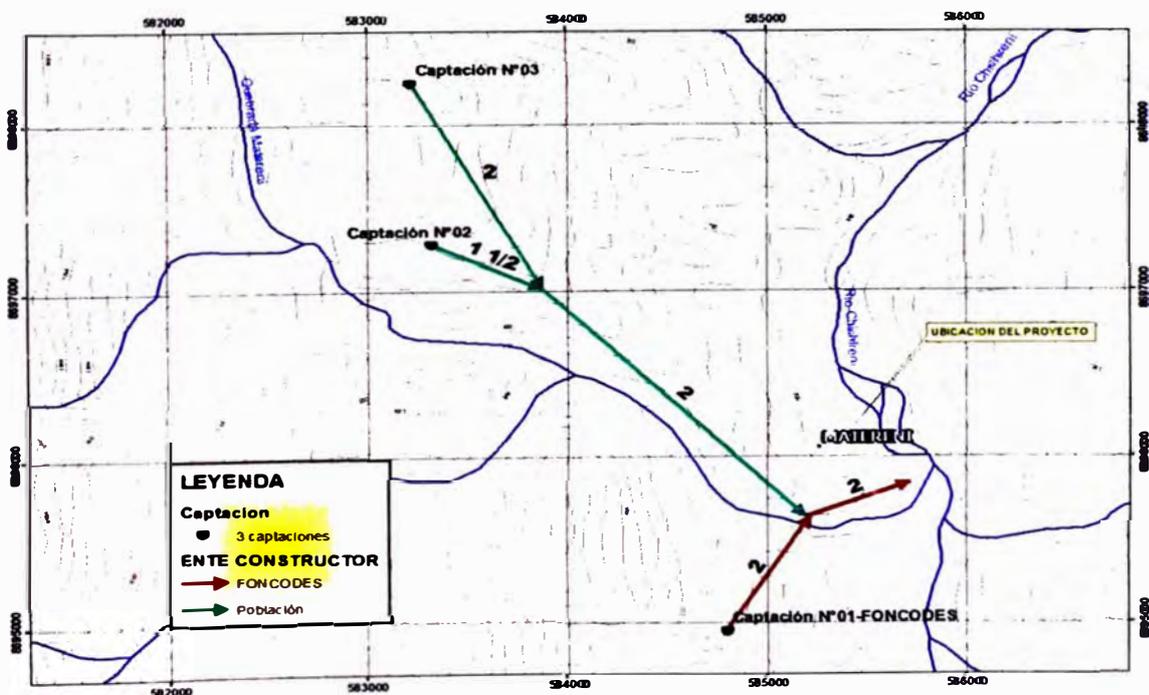


FIGURA N° 4.1: Esquema de la distribución de la línea de conducción existente

Fuente: Elaboración propia

4.1.1.3 Reservoirio (15 m³)

El reservoirio es una estructura de concreto armado de sección rectangular (fotografía N° 4.5), con una capacidad de 15 m³ de volumen útil, con las siguientes mediciones:

- Alto interior 2 m
- Ancho interior 3 m
- Largo interior 3 m
- Espesor de los muros 0.20 m
- Espesor de losa de techo 0.10 m
- Espesor de losa de cimentación 0.20 m

Tanto el ingreso del agua como la salida son regulados por un sistema de válvulas de compuerta ubicadas en una caseta de válvulas en la parte inferior del reservoirio. La estructura actualmente no cuenta con un mantenimiento adecuado ya que está haciendo daño por la humedad.



FOTOGRAFÍA N° 4.5: Vista actual del reservoirio existente.

4.1.1.4 Red de distribución

La red de distribución construida por FONCODES en el año 2000 consiste en un sistema de tuberías de clase 10 PVC de diámetro de 1½"; sin embargo, en la actualidad dicha distribución fue modificada por la población misma de acuerdo a la necesidad de incrementar más piletas para fines públicos y particulares.

Según el conteo de lotes de la encuesta demográfica en el anexo E, se tiene que de los 134 lotes totales cuentan con el servicio de agua lo siguiente:

- Número de lotes con servicio de agua : 23 Lotes
- Número de lotes que no cuentan con agua : 111 Lotes

En el plano N°07 se muestra el sistema de agua existente.

4.1.2 Situación actual de letrinas

La localidad de la Comunidad Nativa de Matereni no cuenta con un sistema de alcantarillado. La población dispone de un sistema de letrinas de hoyo seco sin ventilación hechas con los propios recursos de la población (72 unidades contabilizadas, según el conteo de lotes de la encuesta demográfica en el anexo E), y cuyo material es de calamina o madera (fotografía N° 4.6). La ubicación de dichas letrinas se encuentra dispersas por las laderas cercanas a la Quebrada Matereni, Río Chichireni y hacia el pie del cerro.



a) Letrina N°01

b) Letrina N°02

FOTOGRAFÍA N° 4.6: Estructura típica de una caseta de letrina en Matereni

CAPITULO V: PARÁMETROS DE DISEÑO

Para diseñar las diferentes estructuras hidráulicas del sistema de saneamiento de agua y desagüe, es necesario empezar con analizar y desarrollar algunas variables que permitan facilitar los cálculos en los diseños; así como decidir qué tipo de sistema de alcantarillado se usará como propuesta al proyecto. Estos parámetros de diseño se clasificará en función del tipo de servicio: Parámetros de diseño para el sistema de agua y para el sistema de desagüe.

5.1 PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE AGUA

Los parámetros de diseño para el sistema de agua son las siguientes:

- Dotaciones de agua en centros poblados rurales.
- Periodos de diseño.
- Población de diseño.
- Variaciones de consumo.
- Crecida de diseño
- Análisis en la elección del tipo de sistema de agua.

5.1.1 Dotaciones de agua en centros poblados rurales

Para el análisis de las dotaciones de agua en la Comunidad Nativa de Matereni, se tendrá en cuenta el uso de agua según el tipo de infraestructura. De acuerdo a ello, la comunidad cuenta con las siguientes infraestructuras destinadas para:

- a) Viviendas
- b) Instituciones educativas
- c) Posta médica
- d) Infraestructura del local comunal y el proyecto tambo

5.1.1.1 Dotaciones para viviendas

De acuerdo a los parámetros de diseño para centros poblados rurales de FONCODES y otros [12], señala que mientras no exista estudio de consumo, podrá tomarse como valores guía, los valores que se indican en este punto, teniendo en cuenta la zona geográfica, clima, hábitos, costumbres y niveles de servicio a alcanzar:

- a) Costa : 50 – 60 L/hab/día
- b) Sierra : 40 – 40 L/hab/día
- c) Selva : 60 – 70 L/hab/día

Además señala que para poblaciones que permitan la futura implementación de sistema de saneamiento a través de redes, se utilizarán dotaciones de hasta **100 L/hab/día**, cuyo caso es aplicable para el proyecto porque contará con dicho sistema (resultado de la elección del tipo de sistema de agua a usar en el párrafo 5.6).

5.1.1.2 Dotaciones para instituciones educativas

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (2016), las dotaciones de agua para locales educacionales y residenciales estudiantiles son:

- Alumnado y personal no residente 50 L/hab/día
- Alumnado y personal residente 200 L/hab/día

En el caso de la comunidad las instituciones educativas inicial, primaria y secundaria sólo son de uso educativo, por tal motivo contarán con una dotación de **50 L/hab/día**.

5.1.1.3 Dotaciones para la posta médica

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (2016), las dotaciones de agua para locales de salud son:

- Hospitales y clínicas de hospitalización : 600 L/cama/día
- Consultorios médicos : 500 L/consultorio/día
- Clínicas dentales : 1000 L/unidad dental/día

En el caso de la comunidad la posta médica es usada como consultorio en las siguientes especialidades: consultoría en medicina general, consultoría en maternidad, admisión – tóxico, farmacia, laboratorio, CRED y PAI. La dotación correspondiente que se usará es **500 L/consultorio/día** con un total de siete (7) unidades de consultorios.

5.1.1.4 Dotaciones para la infraestructura del local comunal y el proyecto tambo

Las infraestructuras del local comunal y del proyecto tambo serán consideradas como oficinas para atención a la población. Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2016), las dotaciones de agua para oficinas son **6 L/m²/día**.

5.1.2 Periodos de diseño

De acuerdo a lo mencionado en el capítulo II del párrafo 2.3.2, para calcular el periodo óptimo de diseño usaremos las ecuaciones (2-1) y (2-2) para lo cual necesitaremos obtener las siguientes variables:

- a) Factor de economía de escala "a".

La tabla N°5.1 muestra los valores del factor de economía de escala "a" para diversos componentes del sistema de agua y desagüe.

TABLA N° 5.1: Valores del factor de economía de escala "a"

DESCRIPCIÓN		a
SISTEMA	COMPONENTES	
Agua Potable	Captación	0.20
	Línea de conducción	0.40
	Reservorio	0.60
	Línea de aducción	0.40
	Redes	0.30
Desagüe	Redes de alcantarillado	0.30
	Colector principal	0.16
	Emisores	0.29

Fuente: Fair Geyer Abastecimiento de agua [11].

- b) Tasa de descuento en % "r".

La tasa de descuento a emplear en proyectos de inversión pública es la señalada como Tasa Social de descuento por el MEF a través de la formulación y evaluación

del PIP del sector saneamiento (2011) [22], donde señala que la tasa de descuento **es 10%.**

c) **Estimación del periodo de déficit**

Para determinar el periodo de déficit se establece cuantos años han transcurrido desde que la demanda superó a la oferta actual; es decir, el tiempo que se generó una demanda no satisfecha hasta el momento en que ejecuta el proyecto que lo **satisface.**

El cálculo del periodo de déficit se obtiene extrapolando la curva de la demanda hacia años anteriores e interceptándola con el valor de la oferta actual. Para ello se debe contar con un estudio de demanda de agua en la localidad y en base a los datos ajustar a una curva que permita extrapolar al valor deseado. Para el caso de la Comunidad Nativa de Matereni se tuvo en cuenta los siguientes factores para determinar el periodo de déficit:

- Por no contar con un estudio de demanda, la estimación del periodo de déficit se basó en testimonios de diferentes comuneros incluidos las personas que constituyen la junta de agua, dando como año estimado el 2010 donde empezó a ver déficit de agua.
- Se estimó que el año en el cual se ejecutará el proyecto de agua en la comunidad será en el 2018, y por lo cual a partir de dicha fecha se consideró como año base igual a cero. El año base es usado para fines de cálculo en proyecciones de la demanda.
- Por lo tanto el periodo de déficit desde el año 2010 al 2018 es igual a 8 años.

5.1.2.1 Cálculo del periodo óptimo de diseño con déficit - POD

La tabla N°5.2 muestra los periodos óptimos de diseño con déficit para las diferentes estructuras involucradas en el proyecto, de acuerdo a las ecuaciones (2-1) y (2-2).

TABLA N° 5.2: Determinación del periodo óptimo de diseño (POD) con déficit para las diferentes estructuras del proyecto de agua y desagüe de Matereni.

DESCRIPCIÓN		Factor de economía de escala "a"	Periodo Optimo de Diseño en años	
SISTEMA	COMPONENTES		sin déficit "tsd"	con déficit "tcd"
Agua Potable	Captación	0.20	20.3	25.4
	Línea de conducción	0.40	14.7	19.2
	Reservorio	0.60	9.3	13.1
	Línea de aducción	0.40	14.7	19.2
	Redes	0.30	17.4	22.3
Desagüe	Redes de alcantarillado	0.30	17.4	22.3
	Colector principal	0.16	21.4	26.7
	Emisor	0.29	17.7	22.6
		PROMEDIO	16.6	21.3

Fuente: Elaboración propia

En conclusión de acuerdo al estudio económico el periodo óptimo del sistema es del orden de 21 años, mayor al máximo valor recomendado de 20 años, por los parámetros de diseños para centros poblados rurales de FONCODES señalado en el párrafo 2.3.2. En tal sentido se trabajará como periodo de diseño igual a **20 años**.

5.1.3 Población de diseño

Ya definido el año de inicio como 2018 y el periodo de diseño en 20 años, se llega a determinar que la población futura para que el proyecto funcione al 100% hasta el año 2038.

Para determinar la población de diseño futuro existe diferentes métodos de estimación entre las cuales se puede citar a los siguientes: Método gráfico y método analítico.

La población futura se hará mediante el método analítico, con información proporcionada por diferentes fuentes tal como se señala en el párrafo 3.3.3. No se tomará en cuenta la cantidad de nacimientos, defunciones, la migración ni la población flotante.

Para los cálculos de proyecciones se trabajará con la información histórica de la población por diferentes fuentes, mostrado en la tabla N°3.10.

5.1.3.1 Método Gráfico

Es aquel método en la cual se puede estimar la población futura por medio del estudio gráfico de la tendencia de crecimiento de la población. La tendencia es obtenida en base a registros de poblaciones censadas. La figura N°5.1 muestra la curva de crecimiento histórico de la población de Matereni, en ella se proyectó al año 2038 en base a la pendiente del tramo CD obteniendo una población proyectada de 1,170 hab.

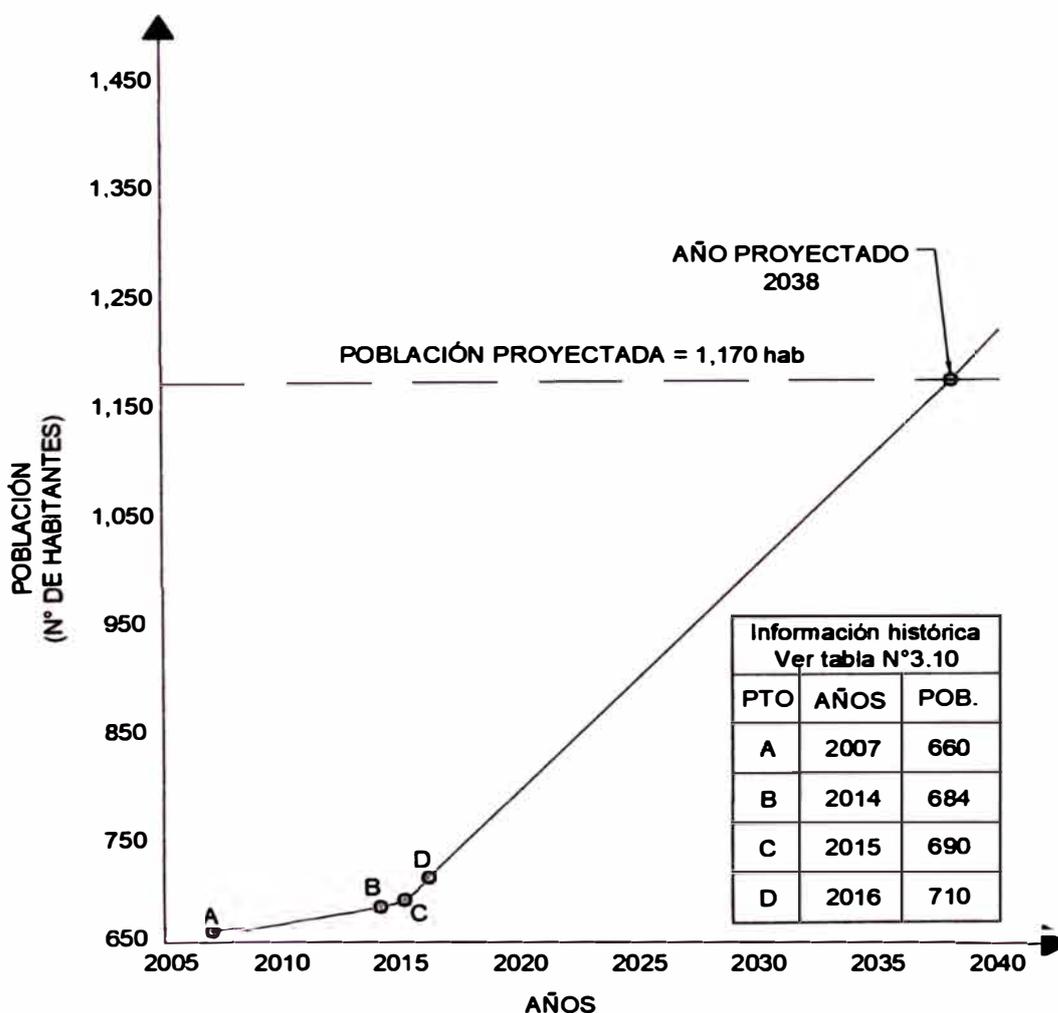


FIGURA N° 5.1: Curva histórica de la Comunidad Nativa de Matereni

Fuente: Elaboración propia

5.1.3.2 Método Analítico

Es aquel método mediante el cual la población futura es ajustable a una curva matemática obtenida a través de fórmulas de estimación.

Dentro de los métodos analíticos para la estimación de la población futura tenemos los siguientes:

- a) Aritmético
- b) Interés simple
- c) Geométrico
- d) Parabólico
- e) Incrementos variables
- f) Mínimos cuadrados:
 - i. Crecimiento Aritmético
 - ii. Crecimiento Geométrico
- a) Método de crecimiento aritmético o crecimiento lineal

Este método considera que la variación de la población en el tiempo es constante, en la cual puede ser expresado en la siguiente ecuación:

$$\frac{dP}{dt} = r$$

Integrando esta ecuación se obtiene:

$$\int_{P_f}^{P_0} dP = \int_{t_f}^{t_0} r dt \quad \rightarrow \quad P_f - P_0 = r(t_f - t_0)$$

$$P_f = P_0 + r(t_f - t_0) \quad (5-1)$$

Donde $P_0 = 710$ habitantes y $t_0 = 2016$.

En la tabla N°5.3 se muestra la razón de crecimiento poblacional entre cada censo, y la razón de crecimiento para el cálculo de la población futura se trabajará con el promedio de todos estas razones.

TABLA N° 5.3: Método aritmético.

AÑO	POBLACIÓN (Hab.)	ΔP (Hab)	ΔT (Años)	r=ΔP/ΔT (Hab/Años)
2007	660	-	-	-
2014	684	24	7	3.43
2015	690	6	1	6.00
2016	710	20	1	20.00
"r" promedio				9.81

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en la ecuación (5-1) se tiene lo siguiente:

$$P_f = 710 + 9.81(t_f - 2016)$$

Evaluando la ecuación anterior para el año 2038 se tiene que la población futura es:

$$P_f = 710 + 9.81(2038 - 2016) = 926 \text{ habitantes}$$

b) Método de interés simple

Este método considera que la variación de población con respecto al tiempo es directamente proporcional a la población inicial, afectada por una constante "r" de corrección:

$$\frac{dP}{dt} = rP_0$$

Integrando esta ecuación se obtiene:

$$\int_{P_f}^{P_0} dP = \int_{t_f}^{t_0} rP_0 dt \quad \rightarrow \quad P_f - P_0 = P_0 r(t_f - t_0)$$

$$P_f = P_0[1 + r(t_f - t_0)] \quad (5-2)$$

Donde $P_0 = 710$ habitantes y $t_0 = 2016$.

En la tabla N°5.4 se muestra la razón de crecimiento poblacional entre cada censo, y la razón de crecimiento para el cálculo de la población futura se trabajará con el promedio de todos estas razones.

TABLA N° 5.4: Método de interés simple

ITERACIÓN (i)	AÑO	POBLACIÓN (P _i)	ΔP (Hab)	ΔT (Años)	$r = \frac{\Delta P / \Delta T}{P_{i-1}}$ (Hab/Años)
1	2007	660	-	-	-
2	2014	684	24	7	0.00519
3	2015	690	6	1	0.00877
4	2016	710	20	1	0.02899
"r" promedio					0.01432

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en la ecuación (5-2) se tiene lo siguiente:

$$P_f = 710[1 + 0.01432(t_f - 2016)]$$

Evaluando la ecuación anterior para el año 2038 se tiene que la población futura es:

$$P_f = 710[1 + 0.01432(2038 - 2016)] = 934 \text{ habitantes}$$

c) **Método geométrico o crecimiento ilimitado sin mortalidad**

Este método considera que la variación de población con respecto al tiempo está dada por una función exponencial del tiempo y puede ser expresado:

$$\frac{dP}{dt} = Kr^t \quad \text{Donde : } K = P_0 \ln r$$

Integrando esta ecuación se obtiene:

$$\int_{P_f}^{P_0} dP = \int_{t_f}^{t_0} Kr^t dt$$

$$P_f = P_0 r^{(t_f - t_0)} \quad (5-3)$$

Donde $P_0 = 710$ habitantes y $t_0 = 2016$.

En la tabla N°5.5 se muestra la razón de crecimiento poblacional entre cada censo, y la razón de crecimiento para el cálculo de la población futura se trabajará con el promedio de todos estas razones.

TABLA N° 5.5: Método geométrico

ITERACIÓN (i)	AÑO T_i	POBLACIÓN (P_i)	P_i/P_{i-1}	$T_i - T_{i-1}$ (Años)	$r = \sqrt[T_i - T_{i-1}]{P_i/P_{i-1}}$
1	2007	660	-	-	-
2	2014	684	1.0364	7	1.0051
3	2015	690	1.0088	1	1.0088
4	2016	710	1.0290	1	1.0290
"r" promedio					1.0143

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en la ecuación (5-3) se tiene lo siguiente:

$$P_f = 710(1.0143)^{(t_f - 2016)}$$

Evaluando la ecuación anterior para el año 2038 se tiene que la población futura es:

$$P_f = 710(1.0143)^{(2038 - 2016)} = \mathbf{970 \text{ habitantes}}$$

d) **Método parabólico de segundo grado**

Éste método se usa para poblaciones que se encuentran en el estado de inicial o periodo de asentamiento, puede ser expresado de la siguiente forma:

$$P_i = AT_i^2 + BT_i + C \quad (5-4)$$

Donde P_i : Población proyectada; A, B, C : Constantes a calcular; T_i : El número de años a partir de una año de referencia, para éste caso el año de referencia será 2007.

Las constantes A, B, C se resolverán mediante el siguiente sistema de ecuaciones que son resultados de cálculos matemáticos:

$$\begin{aligned} A \sum T_i^4 + B \sum T_i^3 + C \sum T_i^2 &= \sum P_i T_i^2 \\ A \sum T_i^3 + B \sum T_i^2 + C \sum T_i &= \sum P_i T_i \\ A \sum T_i^2 + B \sum T_i + nC &= \sum P_i \end{aligned} \quad (5-5)$$

Donde n : es el número de datos censales.

En la tabla N°5.6 se muestra los coeficientes del sistema (5-5) desarrollados:

TABLA N° 5.6: Método parabólico de segundo grado

ITERACIÓN (i)	AÑO (T_i)	POBLACIÓN (P_i)	T_i	T_i^2	T_i^3	T_i^4	$P_i * T_i$	$P_i T_i^2$
1	2007	660	0	0	0	0	0	0
2	2014	684	7	49	343	2401	4788	33516
3	2015	690	8	64	512	4096	5520	44160
4	2016	710	9	81	729	6561	6390	57510
Σ SUMATORIA		2744	24	194	1584	13058	16698	135186

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en el sistema (5-5) se tiene lo siguiente:

$$13058A + 1584B + 194C = 135186$$

$$1584A + 194B + 24C = 16698$$

$$194A + 24B + 4C = 2744$$

Resolviendo:

$$A = 1.12727$$

$$B = -4.78909$$

$$C = 660.06182$$

Reemplazando en la ecuación (5-4)

$$P_i = 1.12727T_i^2 - 4.78909T_i + 660.06182$$

Evaluando la ecuación anterior para el año 2038 con respecto al 2007 se tiene que la población futura es:

$$P_f = 1.12727 * 31^2 - 478909 * 31 + 660.06182 = \mathbf{1595 \text{ habitantes}}$$

e) Método de incremento variable

Para el uso de este método es necesario que los censos se encuentren en intervalos de tiempo constante, cosa que no ocurre en Perú, por lo que es necesario ordenar e interpolar la población a una cierta periodicidad.

Para nuestro caso por contar con cuatro datos censales de la población a partir del año 2007 al año 2016, se tomará como intervalos o periodos de tiempo el valor de 1 año. Y como paso siguiente será interpolar los datos faltantes de la población hacia atrás tomando como año de referencia el 2016.

En la tabla N°5.7 se muestra los datos de la población ya interpolada desde el año 2016 al 2007.

TABLA N° 5.7: Población interpolada con periodo de año constante.

AÑO	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
POBLACIÓN	660	663	667	670	674	677	681	684	690	710

Fuente: Elaboración propia

En la ecuación (5-6) muestra que la población futura está en función del: último dato censal, promedio de los incrementos poblacionales y el promedio de las variaciones de estos incrementos.

$$P_f = P_u + m\overline{\Delta P} + \frac{m(m-1)}{2}\overline{\Delta_2 P} \quad (5-6)$$

Donde: $m = \frac{T_f - T_u}{\text{Intervalo de tiempo escogido en la interpolación de la población}}$

Donde P_f : población futura o población a proyectar, P_u : población del último dato censal, m : Número de intervalos de tiempo entre el último año censal y el año a proyectar, ΔP : incremento poblacional, $\Delta_2 P$: variación del incremento poblacional

En la tabla N°5.8 se muestran los valores del incremento poblacional y variación del incremento.

TABLA N° 5.8: Método de los incrementos variables

AÑO	POBLACIÓN	Incremento poblacional ΔP	Variación del incremento $\Delta_2 P$
2007	660	-	-
2008	663	3	-
2009	667	4	1
2010	670	3	-1
2011	674	4	1
2012	677	3	-1
2013	681	4	1
2014	684	3	-1
2015	690	6	3
2016	710	20	14
PROMEDIO		5.56	2.13

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en la ecuación (5-6) se tiene lo siguiente:

$$P_f = 710 + m * 6 + \frac{m(m - 1)}{2} * 2$$

Donde: $m = \frac{2038 - 2016}{1} = 22$

Evaluando la ecuación anterior para el año 2038 se tiene que la población futura es:

$$P_f = 710 + 22 * 6 + \frac{22(22 - 1)}{2} * 2 = 1324 \text{ habitantes}$$

f) Método de mínimos cuadrados

Este método considera que en base de los datos censados, el crecimiento poblacional puede ser ajustado matemáticamente a un tipo de crecimiento, éstas pueden ser por crecimiento aritmético y exponencial:

- Mínimos cuadrados con crecimiento aritmético

El crecimiento aritmético de una población (Y_i) está en función lineal del tiempo (X_i), tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$Y_i = A + BX_i \quad (5-7)$$

Dónde: **A y B**: son constantes que se determinan en base a la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} nA + \sum X_i B &= \sum Y_i \\ \sum X_i A + \sum X_i^2 B &= \sum X_i Y_i \end{aligned} \quad (5-8)$$

En la siguiente tabla N°5.9 se muestra los coeficientes del sistema de ecuaciones (5-8)

TABLA N° 5.9: Mínimos cuadrados con crecimiento aritmético

ITERACIÓN (i)	AÑO X_i	POBLACIÓN Y_i	X_i^2	$X_i * Y_i$
1	2007	660	4028049	1324620
2	2014	684	4056196	1377576
3	2015	690	4060225	1390350
4	2016	710	4064256	1431360
SUMATORIA	8052	2744	16208726	5523906

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en el sistema de ecuación (5-8) se tiene lo siguiente:

$$4A + 8052B = 2744$$

$$8052A + 16208726B = 5523906$$

Resolviendo:

$$A = -8374.84 \quad B = 4.68$$

Reemplazando en la ecuación (5-7)

$$Y_i = -8374.84 + 4.68 * X_i$$

Evaluando la ecuación anterior para el año 2038 se tiene que la población futura es:

$$P_f = -8374.84 + 4.68 * 2038 = \mathbf{803 \text{ habitantes}}$$

- Mínimos cuadrados con crecimiento geométrico

El crecimiento geométrico de una población (Y_i) está en función exponencial del (X_i), tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$Y_i = Ae^{BX_i} \quad (5-9)$$

Tomando logaritmo neperiano a ambos términos, la ecuación se expresaría de la siguiente forma:

$$\ln Y_i = \ln A + BX_i \quad (5-10)$$

Para facilitar los cálculos la expresión (5-10) puede ser escrito de la siguiente forma:

$$y_i = a + BX_i \quad (5-11)$$

Donde las constantes a y B son calculados por el siguiente sistema:

$$\begin{aligned} na + \sum X_i B &= \sum y_i \\ \sum X_i a + \sum X_i^2 B &= \sum X_i y_i \end{aligned} \quad (5-12)$$

En la siguiente tabla N°5.10 se muestra los coeficientes del sistema de ecuaciones (5-12)

TABLA N° 5.10: Mínimos cuadrados con crecimiento geométrico

ITERACIÓN (i)	AÑO X_i	POBLACIÓN Y_i	$y_i = \ln Y_i$	X_i^2	$X_i * y_i$
1	2007	660	6.49224	4028049	13029.9253
2	2014	684	6.52796	4056196	13147.3072
3	2015	690	6.53669	4060225	13171.4336
4	2016	710	6.56526	4064256	13235.5742
SUMATORIA	8052	2744	26.1221543	16208726	52584.2403

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en el sistema de ecuación (5-12) se tiene lo siguiente:

$$4a + 8052B = 26.12215$$

$$8052a + 16208726B = 52584.2403$$

Resolviendo:

$$a = -7.3067 \quad B = 0.006874$$

$$A = e^a \rightarrow A = e^{-7.3067} = 0.000671$$

Reemplazando en la ecuación (5-9)

$$Y_i = 0.00671 * e^{0.006874 * X_i}$$

Evaluando la ecuación anterior para el año 2038 se tiene que la población futura es:

$$P_f = 0.00671 * e^{0.006874 * 2038} = \mathbf{814 \text{ habitantes}}$$

5.1.3.3 Estimación de la población de diseño

Los valores de la población de diseño futuro de los diferentes métodos calculados para el año 2038 se muestran en la tabla N°5.11, de la cual se obtiene una población promedio de 1052 habitantes.

TABLA N° 5.11: Cuadro resumen de los diferentes métodos analíticos utilizados.

MÉTODOS		ECUACIÓN	POBLACIÓN FUTURA AÑO 2038 (Hab.)
ARITMÉTICO		$P_f = 710 + 9.81(t_f - 2016)$	926
INTERÉS SIMPLE		$P_f = 710[1 + 0.01432(t_f - 2016)]$	934
GEOMÉTRICO		$P_f = 710(1.0143)^{(t_f-2016)}$	970
PARABÓLICO		$P_i = 1.1273T_i^2 - 4.789T_i + 660.06$	1595
INCREMENTO VARIABLE		$P_f = 710 + m * 6 + \frac{m(m-1)}{2} * 2$	1324
MÍNIMO CUADRADO	ARITMÉTICO	$Y_i = -8374.84 + 4.68 * X_i$	803
	GEOMÉTRICO	$Y_i = 0.00671 * e^{0.006874 * X_i}$	814
VALOR PROMEDIO DE LA POBLACIÓN FUTURA			1052

Fuente: Elaboración propia

En la figura N°5.2 se puede apreciar el crecimiento poblacional hasta el año 2038. La población de diseño proyectado se estimó con el método geométrico que es el valor que está más próximo al valor promedio cuya población de diseño es:

$P_f = 970$ habitantes
--

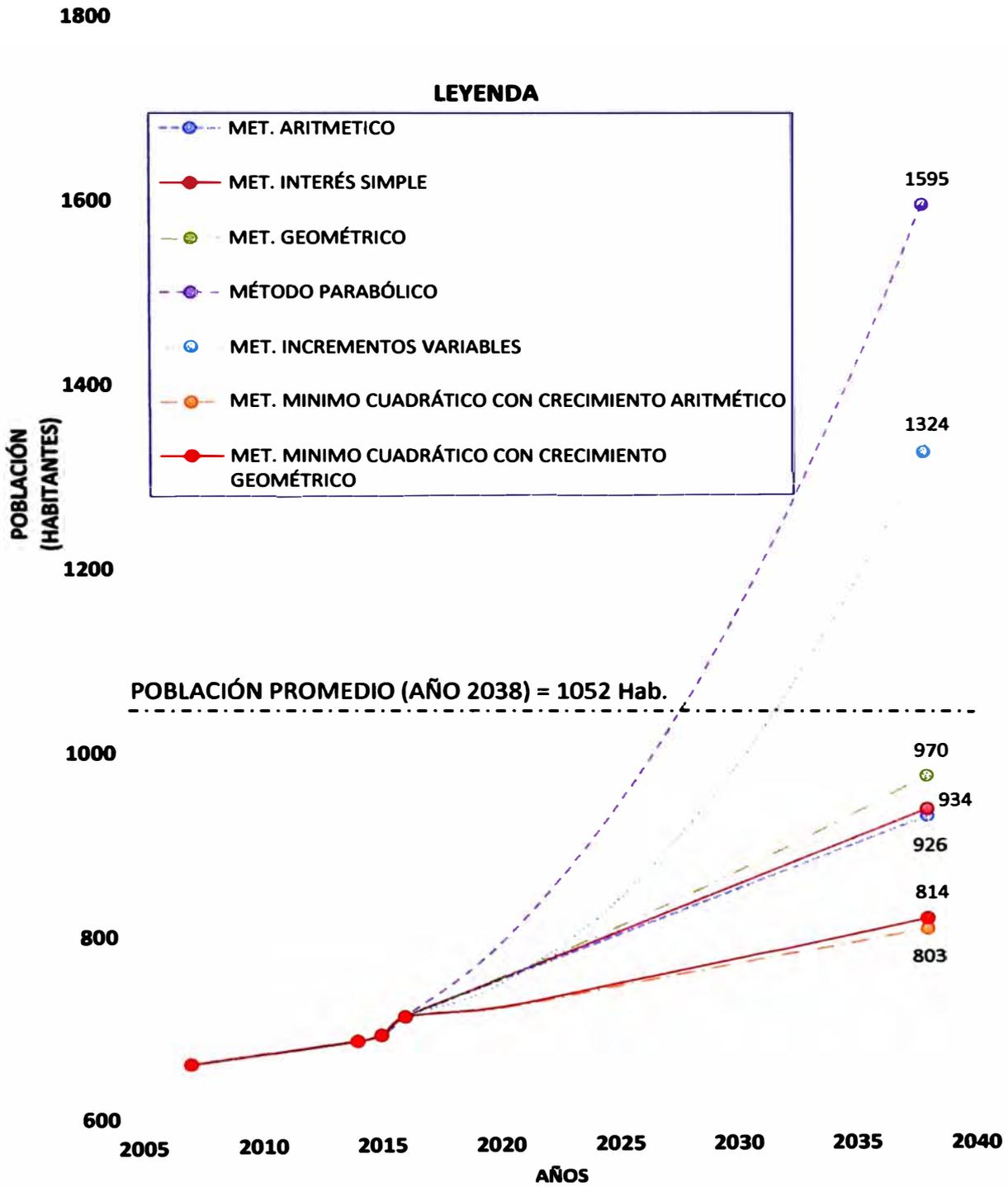


FIGURA N° 5.2: Gráfica de la población proyectada al año 2038 de Matereni

Fuente: Elaboración propia

5.1.4 Variaciones de consumo

De acuerdo a lo mencionado en el capítulo II del párrafo 2.3.3 se calculará las variaciones de consumo a continuación:

5.1.4.1 Cálculo del consumo promedio diario anual

El valor del consumo promedio diario anual total será de la suma de los consumos según el tipo de infraestructura definido en las dotaciones:

$$Q_m = Q_{m1} + Q_{m2} + Q_{m3} + Q_{m4} \quad (5-13)$$

Donde:

Q_{m1} : Consumo promedio diario anual de viviendas.

Q_{m2} : Consumo promedio diario anual de instituciones educativas.

Q_{m3} : Consumo promedio diario anual de la posta médica.

Q_{m4} : Consumo promedio diario anual de la infraestructura del local comunal y proyecto tambo.

a) Consumo promedio diario anual de viviendas (Q_{m1})

De acuerdo a la ecuación (2-3) el consumo promedio diario anual para las viviendas es la siguiente:

$$Q_{m1} = \frac{100 \text{ l/hab/día} \times \text{Población (hab)}}{86\ 400} \quad (L/s)$$

$$Q_{m1} = \frac{100 \text{ l/hab/día} \times 970}{86\ 400} \rightarrow Q_{m1} = 1.123 \text{ L/s}$$

b) Consumo promedio diario anual de instituciones educativas (Q_{m2})

La dotación considerada en el párrafo 5.1.2 es de 50 L/hab/día. El número de alumnos totales que están presentes en las instituciones educativas inicial, primaria, secundaria (ver tabla N° 3.13 del párrafo 3.4.2) son 342 alumnos.

$$Q_{m2} = \frac{50 \text{ l/hab/día} \times \text{Números de alumnos(hab)}}{86\ 400} \quad (L/s)$$

$$Q_{m2} = \frac{50 \text{ l/hab/día} \times 342}{86400} \rightarrow Q_{m2} = 0.198 \text{ L/s}$$

c) Consumo promedio diario anual de la posta médica (Q_{m3})

La dotación considerada en el párrafo 5.1.3 es de 500 L/consultorio/día. El número de consultorios es de 7 unidades.

$$Q_{m3} = \frac{500 \text{ l/consultorio/día} \times \text{Números de consultorios}}{86400} \quad (\text{L/s})$$

$$Q_{m3} = \frac{500 \text{ l/consultorio/día} \times 7}{86400} \rightarrow Q_{m3} = 0.041 \text{ L/s}$$

d) Consumo promedio diario anual de la infraestructura del local comunal y proyecto Tambo (Q_{m4})

La dotación considerada en el párrafo 5.1.4 es de 6 L/m²/día. Las áreas respectivas del local comunal y del proyecto Tambo se muestran en la siguiente tabla N°5.12:

TABLA N° 5.12: Áreas útiles del local comunal y del proyecto tambo

INFRAESTRUCTURA	ÁREA ÚTIL
Local comunal	428 m ²
Proyecto Tambo	900 m ²
Total	1328 m²

Fuente: Elaboración propia

$$Q_{m4} = \frac{6 \text{ l/m}^2/\text{día} \times \text{área útil}}{86400} \quad (\text{L/s})$$

$$Q_{m4} = \frac{6 \text{ l/m}^2/\text{día} \times 1328 \text{ m}^2}{86400} \rightarrow Q_{m4} = 0.092 \text{ L/s}$$

Reemplazando en la ecuación (5-13) se obtiene el caudal promedio diario anual total:

$$Q_m = 1.123 + 0.198 + 0.041 + 0.092 = 1.454 \text{ L/s}$$

5.1.4.2 Cálculo del consumo máximo diario

De acuerdo a la ecuación (2-4) el consumo máximo diario es la siguiente:

$$Q_{md} = 1.3Q_m$$

$$Q_{md} = 1.3 * 1.454 \rightarrow Q_{md} = 1.89 \text{ L/s}$$

5.1.4.3 Cálculo del consumo máximo horario

De acuerdo a la ecuación (2-5) el consumo máximo horario es la siguiente:

$$Q_{mh} = 2Q_m$$

$$Q_{mh} = 2 * 1.454 \rightarrow Q_{mh} = 2.908 \text{ L/s}$$

5.1.5 Crecida de diseño

El cálculo de la crecida se hará por el método racional, la cual es aplicada para áreas menores a 13 km² (según el RNE 2016). La expresión para determinar el caudal es la siguiente:

$$Q = 0.278 * C * I_{(t,T)} * A \text{ (m}^3\text{/s)} \quad (5-14)$$

Donde **Q**: caudal de máxima de diseño en m³/s, **C**: es el coeficiente de escorrentía de acuerdo a la tabla N°5.13, **I_(t,T)**: intensidad máxima de lluvia en mm/hora para una duración **t** en horas y un periodo de retorno **T** en años, **A**: área de la cuenca en Km².

TABLA N° 5.13: Coeficientes de escorrentías según el periodo de retorno

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
Bosque							
Plano 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente > 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Anexo N°01: Hidrología. Tabla 1.a del RNE 2016 [41].

La cuenca tiene una pendiente superior a 7%. Según el párrafo 2.3.2 y la tabla anterior N°5.13, se optará como periodo de retorno para **20 años** y un coeficiente de escorrentía por extrapolación de **0.44**.

En la Comunidad Nativa de Matereni no cuenta con estación meteorológica, por tal motivo y en concordancia con RNE, se puede optar para calcular la intensidad máxima utilizando la fórmula del estudio regional "Hidrología del Perú en el convenio IILA – SENAMHI - UNI":

$$I_{(t,T)} = a * (1 + K * \text{Log}T) * (t + b)^{n-1} \quad (5-15)$$

Donde:

a: Parámetro de intensidad (mm) en la tabla N°5.14

b: Parámetro de hora (para la selva del Perú el valor es 0.20)

k: Parámetro de frecuencia (adimensional)

T: Tiempo de retorno (años)

t : Duración <3 horas (horas)

n: parámetro de duración (adimensional)

t_g : Duración de la lluvia diaria, asumido en promedio de 15.2 para Perú

ϵ_g : Parámetro a determinar en la tabla N°5.14

Para determinar los parámetros necesitamos saber las coordenadas en latitudes y longitudes de la comunidad:

- Latitud : 11.8°
- Longitud : 74.3°
- Elevación (Z) : 898 msnm

Con estas coordenadas ubicamos la zona y sub zona pluviométrica en el plano n2 – C del RNE y obtenemos los siguientes parámetros:

TABLA N° 5.14: Parámetros que definen la curva de probabilidad pluviométrica

ZONA	K	SUB ZONA	ESTACIÓN	ϵ_g	n	a
123	0.553	123 ₃	384/787/805	100-0.022*Z	0.405	37.85-0.0083*Z

Fuente: Anexo N°01: Hidrología. Tabla 3.a y 3.b del RNE 2016 [41].

Para una elevación $Z = 898$ msnm, el valor de $\varepsilon_g = 80.244$ y el valor de $a = 30.39966$.

Para un periodo de diseño de 25 años y una duración $t = 2.90 < 3$ horas, la intensidad máxima de lluvia en la ecuación (5-15) es:

$$I_{(t,T)} = 30.39966 * (1 + 0.553 * \text{Log}25) * (2.9 + 0.2)^{0.405-1} = 27.494 \text{ mm/hora}$$

El área de la sub cuenca en el punto de la captación es 1.10 km², tal como se muestra en la figura N°5.3 obtenido del google earth pro.



FIGURA N° 5.3: Áreas de la cuenca y sub cuenca de la Quebrada Matereni

Fuente: Google earth pro.

Reemplazando en la ecuación (5-14), el caudal de avenida de diseño para un periodo de retorno de 20 años es:

$$Q = 0.278 * 0.44 * 27.494 * 1.1 \rightarrow Q = 3.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.1.6 Análisis en la elección del tipo de sistema de agua a usar.

El criterio para la elección del tipo de sistema de agua a usar dependerá básicamente de la ubicación de la fuente, la calidad del agua y del tipo de distribución de agua que contará la Comunidad Nativa de Matereni. A continuación se describirá las fuentes de agua con la que cuenta la comunidad:

a) Río Chichireni

El Río Chichireni cuenta con caudal muy variable en las épocas de crecida y estiaje, la calidad de agua con la cuenta esta fuente está haciendo afectado negativamente por el desecho de aguas residuales de diferentes comunidades aguas arriba y por la contaminación generada por el transito vehicular de camiones tronqueros, camionetas que circulan por dicha zona. Sin embargo, sus aguas son usadas en épocas de estiaje para bañarse y lavado de ropas. La fotografía N°5.1 muestra el caudal del Río Chichireni en épocas de estiaje:



FOTOGRAFÍA N° 5.1: *Fotografía del Río Chichireni en épocas de estiaje*

b) Quebrada Matereni

La quebrada Matereni que es un afluente del Río Chichireni, se encuentra ubicado al costado de la comunidad de Matereni. Su calidad de agua proveniente de aguas arriba actualmente tiene una menor presencia de contaminantes con respecto al Río Chichireni, según el ensayo de calidad de agua en el anexo D.

En la fotografía N°5.2 se muestra el caudal de la Quebrada Matereni en épocas de estiaje.



FOTOGRAFÍA N° 5.2: *Fotografía de la Quebrada Matereni en épocas de estiaje*

De acuerdo a los datos recopilados en campo, información topográfica y el análisis de la calidad en el laboratorio, la fuente más óptima para la captación es a través de la **Quebrada Matereni** aguas arriba, debido a que sus parámetros microbiológicos y organolépticas es menor que en el río Chichireni.

Por contar con una elevación mayor aguas arriba de la Quebrada Matereni con respecto a la población y presentar bacterias microbiológicas, el tipo de sistema de agua a usar será a **gravedad con planta de tratamiento**.

En el diseño del sistema de agua también se tendrá en cuenta, el tipo de distribución de agua que contará la población: distribución a través de redes para conexión domiciliaria o distribución a través de piletas públicas.

La tabla N°5.15 muestra la comparación de ambos tipos de distribución:

TABLA N° 5.15: Comparación en la distribución de agua a través de redes y piletas públicas

DISTRIBUCIÓN A TRAVÉS DE REDES PARA CONEXIÓN DOMICILIARIA	DISTRIBUCIÓN A TRAVÉS DE PILETAS PÚBLICAS
<ul style="list-style-type: none"> • Es típico para poblaciones concentradas y de mayor número de habitantes. • El nivel de servicio es particular; es decir, cada familia recibe el agua dentro o fuera de la vivienda. • El costo de construcción, operación y mantenimiento es mayor. 	<ul style="list-style-type: none"> • Según la Organización Mundial de la Salud (2006), el uso piletas o grifos son para poblaciones dispersas en lugares públicos. • El nivel de servicio es colectiva; es decir, las familias deben transportar el agua de las piletas a sus viviendas. • El costo de construcción, operación y mantenimiento es más económico.

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a lo mencionado en la comparación de la tabla anterior, las características con la que cuenta la Comunidad Nativa de Matereni y la necesidad de la población es para la **distribución a través de redes para conexión domiciliaria**.

5.2 PARÁMETROS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE DESAGÜE

Los parámetros de diseño del sistema de desagüe son los siguientes:

- Parámetros hidráulicos
- Elección de la alternativa tecnológica en el sistema de alcantarillado

5.2.1 Parámetros hidráulicos

Para plantear hidráulicamente el funcionamiento de la red del sistema de desagüe se debe tener en cuenta el estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

5.2.1.1 Caudal de contribución al alcantarillado

Es el caudal proveniente de las aguas residuales domésticas, las cuales ingresan al sistema de desagüe para el tratamiento respectivo. Según el RNE señala que el caudal de contribución al alcantarillado o caudal proveniente de las aguas servidas (Q_s) debe ser calculado con un coeficiente de retorno del 80% del caudal de agua potable consumida (cuyo valor representa al caudal máximo horario).

$$Q_s = 0.80Q_{consumido} \quad (5-16)$$

Reemplazando valores se tiene: $Q_s = 0.80 * 2.908 = 2.326 \text{ L/s}$

Para efectos de cálculos se definirá el caudal unitario (q_u), como aquel caudal que aporta cada lote a la red pública:

$$q_u = \frac{Q_s}{\text{Número total de lotes}} \quad (5-17)$$

Dónde: Q_s : es el caudal de contribución al alcantarillado, y el número total de lotes será toda vivienda e institución existente en la comunidad.

5.2.1.2 Caudal de infiltración

Es aquel caudal producto de la infiltración de las aguas subterráneas (aguas provenientes de las lluvias, riegos de jardines etc.). La infiltración ocurre cuando el nivel freático se encuentra por encima de las tuberías y se infiltran por los empalmes y juntas. Según el RNE en el anexo 1 del OS 070, el valor referencial de la tasa de infiltración está en el rango de:

$$0.00005 < Q_i < 0.001 \text{ L/(s.m)} \quad (5-18)$$

El valor optado del caudal infiltración será: **0.0009 L/s.m**

5.2.1.3 Caudal de Precipitación

Según el RNE para lluvias con precipitaciones mayores o iguales a 10 mm en 24 horas, es uso obligatorio utilizar **“sistema de alcantarillado pluvial”**.

Por contar en la zona del proyecto con una precipitación en el orden de 27 mm/hora, el sistema de desagüe del proyecto de Matereni no se incluirá el caudal de precipitación, ya que será necesario contar con un drenaje pluvial por separado.

5.2.1.4 Caudal por conexiones erradas

Son aquellos caudales provenientes de malas conexiones, así como las conexiones clandestinas de patios domiciliarios que incorporan al sistema aguas pluviales. Diferentes instituciones consideran que el caudal por conexiones erradas (Q_e) está entre el 5% al 10% del caudal de contribución al alcantarillado (Q_s). Por lo tanto el caudal por conexiones erradas según el tramo analizado es:

$$Q_e = 0.10 * q_u * NL_T \quad (5-19)$$

Donde NL_T : Son los números de lotes que contribuyen en los tramos analizados.

5.2.1.5 Caudal de diseño

Para los dimensionamientos de los caudales en las tuberías colectores y en la tubería emisor se trabajará con el: “método de colector contribuyente”, donde el caudal de diseño será calculado de la siguiente forma:

$$Q_D = q_u * NL_T + Q_I * L_t + Q_e \quad (5-20)$$

Dónde: $q_u * NL_T$: Caudal de aguas servidas provenientes de los lotes en el tramo analizado en L/s, Q_I : Caudal de infiltración en L/(s.m), L_t : Longitud de cada tramo en metros.

Según el RNE, el valor mínimo del caudal de diseño a considerar es 1.5 L/s.

5.2.1.6 Velocidades mínimas en el colector y emisor

La velocidad mínima en la que debe circular las aguas residuales para que no ocurra sedimentación de sólidos en el fondo de tubería y ocasionen elevados costos en el mantenimiento respectivo. De acuerdo al autor López Cualla Ricardo [17] señala que para alcantarillados simplificados la velocidad mínima será de 0.40 m/s

5.2.1.7 Velocidad máxima en el colector y emisor

La velocidad máxima en la que debe circular las aguas residuales para que no ocurra erosiones por la presencia de los sólidos, este valor depende del tipo de material de la tubería y del diámetro en calidad natural de la tubería. De acuerdo al autor López Cualla Ricardo [17] señala que para alcantarillados simplificados la velocidad máxima será de 5.00 m/s

5.2.1.8 Diámetros mínimos del colector y emisor

El requerimiento que brinda la norma para dictar el diámetro mínimo no es por requerimiento hidráulico, sino para evitar la obstrucción, facilitar la limpieza y mantenimiento de las tuberías.

Según el RNE señala que: la altura del agua debe ser calculada admitiendo un régimen de flujo uniforme y permanente, siendo el valor menor o igual al 75% (3/4) del diámetro de la tubería.

Además el reglamento señala que para un sistema de alcantarillado condominial los diámetros mínimos nominales a trabajar según sus componentes son:

- Ramal condominial 110 mm
- Tubería principal o colector 160 mm

5.2.1.9 Ubicación y recubrimiento de las tuberías de alcantarillado

La ubicación y recubrimiento de las tuberías para el sistema de alcantarillado condominial, el RNE señala los criterios en la siguiente tabla N°5.16:

TABLA N° 5.16: Ubicación y recubrimiento de tuberías de alcantarillado condominial

TUBERÍA	UBICACIÓN	RECUBRIMIENTO	
		Calle con acceso vehicular	Calle sin acceso vehicular
Principal o colector	Entre el medio de la calle y al costado de la calzada	1.00 m	0.30 m
Ramal condominial	En el eje de la vereda o a 0.50m a partir del límite de la propiedad (en terreno rocoso).	0.20 m	0.20 m
	En el eje de la vereda o a 0.50m a partir del límite de la propiedad (en terreno semi rocoso y natural).	0.30 m	0.30 m

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones [41]

5.2.2 Elección de la alternativa tecnológica en el sistema de alcantarillado

Para la elección de la alternativa tecnológica en el sistema de alcantarillado a usar se analizará teniendo en cuenta el tipo de sistema y la opción tecnológica mostrada en la tabla (2-2) del párrafo 2.3.1.

5.2.2.1 Elección del tipo de sistema de alcantarillado

El tipo de sistema de alcantarillado puede ser de dos tipos: con recolección y sin recolección.

Para poder identificar qué tipo de sistema es más idóneo para el proyecto de agua y alcantarillado de Matereni, es necesario hacer un cuadro comparativo en el que se expresen las diferencias de cada tipo.

En la tabla N° 5.17 se muestra la comparación del sistema con recolección y sin recolección:

TABLA N° 5.17: Comparación de un sistema de recolección y un sistema sin recolección

SISTEMA CON RECOLECCIÓN	SISTEMA SIN RECOLECCIÓN
<ul style="list-style-type: none"> • El nivel de servicio es multifamiliar; es decir, el servicio es diseñado para que pueda ser usado por varias familias a la vez. • Son generalmente para poblaciones concentradas. • El servicio contempla la disposición de excretas, la solución de las aguas residuales generadas por todas las actividades domésticas y el posterior tratamiento de aguas residuales. • El costo de operación y mantenimiento es mayor, por ende hay un incremento de tarifa. • Organización para la operación y mantenimiento. 	<ul style="list-style-type: none"> • El nivel de servicio es unifamiliar; es decir, el servicio es diseñado para el uso de una familia a la vez. • Son generalmente para poblaciones dispersas. • El servicio contempla sólo la disposición de excretas. • La distancia mínima de la letrina a un pozo o fuente de agua, debe ser mayor a 15 m. • El periodo de diseño es de 3 a 5 años. • Es más económico en la construcción y mantenimiento. • Cada propietario es responsable de su propia unidad sanitaria.

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a lo mencionado en la tabla anterior, Matereni reúne la mayoría de las características para contar con un **sistema de alcantarillado con recolección**, debido a sus capacidades organizativas, mayor movimiento económico en la población y por ende una mejor capacidad de pago.

5.2.2.2 Elección de la opción tecnológica del sistema de alcantarillado

La opción tecnológica de acuerdo al sistema de alcantarillado con recolección mostrado en la tabla (2-2) del párrafo 2.4 son las siguientes:

- Alcantarillado convencional.
- Alcantarillado condominial.
- Alcantarillado de pequeño diámetro.

Para poder elegir la opción más conveniente para Matereni, se hará una comparación entre las tres opciones, ver tabla N°5.18:

TABLA N° 5.18: Cuadro comparativo de las opciones tecnológicas en un sistema de alcantarillado con recolección.

FACTOR	CONVENCIONAL	CONDOMINIAL	PEQUEÑO DIÁMETRO
Características técnicas	Constituido por redes y conexiones domiciliarias. La unidad de atención es cada conexión.	Constituido por ramales condominiales y red principal. La unidad de atención es el condominio.	Constituido por conexiones domiciliarias a través de cajas sépticas y por red de colectores. La unidad de atención es cada conexión.
	Trazado de las redes de alcantarillado por los ejes de las pistas, con un recubrimiento mínimo de 1.20 m por carga vehicular.	Los ramales condominiales se extienden por zonas protegidas como: veredas, jardines. Por tal motivo pueden asentarse a menores profundidades (recubrimiento mínimo de 0.30 m o 0.60 m según la ubicación)	Los colectores pueden proyectarse por zonas verdes o peatonales, para disminuir los riesgos por cargas vivas debido al tráfico vehicular, disminuyendo las excavaciones.
	Las redes conforman una sola unidad, en casos de problemas todo el sistema queda afectado.	Los ramales condominiales son independientes, en la ocurrencia de problemas estos quedan restringidos al condominio.	Las configuraciones de las redes pueden ser por ramales o por conexión directa al colector, por lo cual en caso de ocurrencia de problemas la afectación dependerá del tipo de configuración.
Participación social	Es un proyecto de infraestructura. La participación social no es parte del proyecto.	El sistema condominial agrega el componente social en las etapas del proyecto.	Este sistema requiere de la participación social en la etapa de recolección.
	El proyecto no considera la educación sanitaria a los usuarios	La educación del usuario es parte del componente social del sistema.	La educación del usuario es importante para el funcionamiento del sistema.

Mantenimiento	Normalmente se limita a actividades correctivas. La mayoría de las veces la causa de los atoros es la disposición de los residuos sólidos debido a que los usuarios confunden el tamaño de las redes con el tamaño de los sólidos que pueden ser arrojados en su interior, lo que resulta en atoros al sistema.	Se enfoca en actividades preventivas; la promoción social y la educación sanitaria como partes del proyecto favorecen el uso correcto del sistema y fomentan su buena utilización.	Su enfoque es para actividades preventivas y correctivas. El mantenimiento y correcciones sanitarias son generalmente en las cajas sépticas, ya que éstas recolectarán la parte sólida de las aguas residuales.
	Requiere equipos pesados y de costo elevado. Tienen mayor dificultad de desplazamiento en zonas de tráfico intenso y no pueden moverse en topografía accidentada.	Utiliza equipos de menor porte y menor costo al del convencional. Circulan más fácilmente en zonas urbanas de tráfico intenso o zonas de difícil acceso.	Los equipos utilizados son de menor porte y menor costo al del convencional. Circulan más fácilmente en zonas urbanas de tráfico intenso o zonas de difícil acceso.
	Todas las actividades de mantenimiento las realiza la organización responsable por los servicios.	Todas las actividades de mantenimiento las realiza la organización responsable por los servicios. La participación del usuario en el mantenimiento es opcional.	Todas las actividades de mantenimiento las realiza la organización responsable por los servicios. La participación del usuario en el mantenimiento es opcional.
Costos	Utiliza tuberías de mayores diámetros asentadas a mayores profundidades, requiriendo más inversiones en excavación y materiales.	Utiliza tuberías de menores diámetros que del convencional y a menores profundidades; por lo que los requerimientos de excavación son menores y se reducen las inversiones en materiales.	Utiliza tuberías de menores diámetros que del condominial debido a que en la red sólo circula la parte líquida. Las profundidades de excavaciones también son reducidas.
	Los elementos de inspección son mayores y de costos más elevados	Los elementos de inspección son menores y de costos más reducidos. Pueden ser prefabricados y facilitan el control de calidad y la ejecución de la obra.	Los elementos de inspección son menores y de costos más reducidos. Pueden ser prefabricados y facilitan el control de calidad y la ejecución de la obra.
	Requiere equipos pesados y de costo elevado.	Utiliza equipos de menor dimensión y menor costo.	Utiliza equipos de menor dimensión y menor costo.

Fuente: Adecuación en la guía de orientación en saneamiento para zonas rurales – OPS 2008.

La Comunidad Nativa de Matereni cuenta las siguientes características para la elección y construcción del sistema de alcantarillado:

- Todas las viviendas en la comunidad cuentan con una parte de área sin construir, la cual puede ser usado para las instalaciones de alcantarillado en un sistema condominial o por pequeño diámetro.
- La ubicación de las instalaciones de alcantarillado en las áreas sin construir permitirá disminuir las profundidades de excavaciones y disminuir inversiones en materiales más costosas, debido a que no habrá carga vehicular en dichas áreas.
- Las viviendas se encuentran distribuidas a través de manzanas bien definidas, permitiendo distribuir adecuadamente las redes principales.
- La organización responsable del servicio será la Junta de Administradora de Servicios de Saneamiento – JASS, las cuales serán apoyados mediante capacitaciones y asistencias técnicas a través de la municipalidad distrital de Pangoa.
- Debido a que un sistema de alcantarillado de pequeño diámetro cuenta con cajas sépticas para la recolección de sólidos, condiciona a realizar limpiezas y mantenimientos periódicos. Para su operación es necesario contar con una empresa prestadora de servicio que permita la extracción de los sólidos, traslado y el tratamiento respectivo, haciendo un mayor costo para la operación y mantenimiento.
- El flujo vehicular en la comunidad es baja. Los pocos vehículos que circulan por la comunidad son: camionetas para transporte público, camiones para transporte de maderas y vehículos menores como el caso de motos lineales. Las vías que son generalmente usadas para el flujo de dichos vehículos son: La av. Shima, av. Matereni y la vía que comunica hacia la comunidad Chichireni.

De acuerdo a las características mencionadas, el sistema que mejor se condiciona es el **sistema de alcantarillado condominial**.

5.3 RESUMEN

En la tabla N°5.19 se muestra el resumen de los parámetros de diseño optados para el proyecto:

TABLA N° 5.19: Resumen de los parámetros de diseños optadas.

PARÁMETROS	VALOR
Factor K1	1.3
Factor K2	2
Dotación de agua	100 L/hab/día
Periodo de diseño	20 años
Año de inicio de operación del sistema	2018
Año de término de operación del sistema	2038
Población de diseño	970 hab.
Consumo promedio diario anual (Q_m)	1.454 L/s
Consumo máximo diario (Q_{md})	1.890 L/s
Consumo máximo horario (Q_{mh})	2.908 L/s
Caudal de avenida de diseño para un periodo de retorno de 20 años ($Q_{Tr=25}$)	3.76 m ³ /s
Tipo de sistema de agua	Sistema a gravedad con planta de tratamiento, con distribución de agua a través de redes.
Tipo de sistema de alcantarillado	Sistema de arrastre hidráulico, a través del alcantarillado condominial.

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO VI: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

El diseño del sistema de abastecimiento de agua de la Comunidad Nativa de Matereni está conformado por un conjunto de estructuras hidráulicas y tuberías, que conducirán el agua de la Quebrada Matereni mediante la tubería de aducción hacia la planta de tratamiento, luego hacia el reservorio ubicado en la parte alta de la comunidad, y finalmente ser distribuido a través de redes para la conexión domiciliaria. Las aguas de la fuente de abastecimiento seleccionada requieren previamente de un tratamiento adecuado para ser usado en consumo humano

Las estructuras hidráulicas y tuberías que conformarán el sistema de agua se muestra a continuación en el siguiente orden:

- a) Captación
- b) Desarenador
- c) Línea de conducción
- d) Planta de tratamiento
- e) Reservorio
- f) Línea de aducción
- g) Red de distribución

6.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

La fuente de abastecimiento de agua para la comunidad constituye el elemento principal para los diseños de las estructuras hidráulicas, por tal motivo a continuación se muestra el resumen de las características de la quebrada Matereni:

- a) Tipo de fuente

El tipo fuente que corresponde a la quebrada Matereni es: Agua superficial

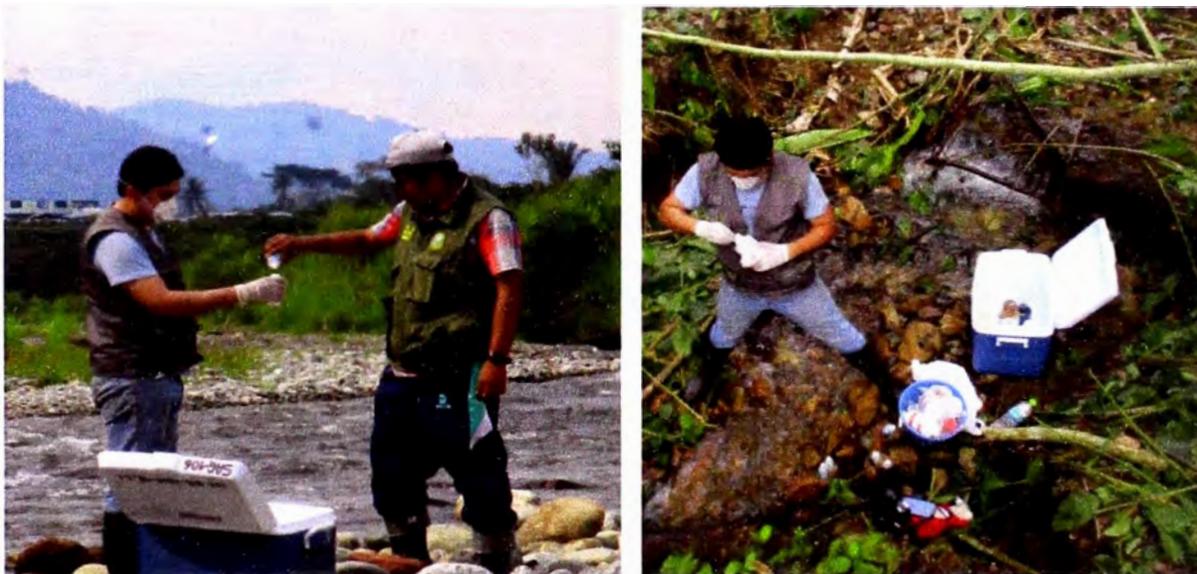
- b) Cantidad

El caudal mínimo que ofrece la quebrada según lo señalado en el párrafo 3.2.6 es:
18 L/s

c) Calidad

El estudio de la calidad de agua fue realizado tanto para la captación proyectada en la Quebrada Matereni, conocido también por la población como “Quebrada Sariato” así como también para el río Chichireni en el punto de descarga. El muestreo fue realizado en el mes de setiembre del 2016 y enviado al laboratorio “Servicios Analíticos Generales – SAG”, laboratorio acreditado por INACAL-DA.

Participé en la extracción de las muestras en presencia del ingeniero Wilmer Espinoza, de la municipalidad distrital de Pangoa, tal como se muestra en la fotografía N°6.1



a) Río Chichireni

b) Quebrada Matereni

FOTOGRAFÍA N° 6.1: Fotografía de la toma de muestra de agua para el análisis de calidad

Las tablas N°6.1 y N°6.2 muestran un resumen de los Parámetros de Control Obligatorio (PCO) impuesto por el MINSA, éstos parámetros pueden ser: microbiológicos, parasitológicos y organolépticas.

En las tablas se presentan también los resultados de la calidad del agua de la Quebrada Matereni, las cuales son comparados con los límites máximos del “Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano” del Ministerio de Salud (2010) [24]:

TABLA N° 6.1: Parámetros microbiológicos y parasitológicos

Parámetros	Unidad de medida	Resultado de análisis	Límite máximo permitido	Situación
Bacterias Coliformes Totales	NMP/100 ml	2300	1.8	Requiere tratamiento
E. Coli	NMP/100 ml	7.8	1.8	Requiere tratamiento
Bacteria Coliformes fecales	NMP/100 ml	13	1.8	Requiere tratamiento
Bacterias Heterotróficas	UFC/ml	94	500	Aceptable
Virus	UFP/ml	<0	0	Aceptable

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano. Ministerio de Salud [24].

TABLA N° 6.2: Parámetros de calidad organolépticas

Parámetros	Unidad de medida	Resultado de análisis	Límite máximo permitido	Situación
Color	UCV escala Pt/Co	<5	15	Aceptable
Turbiedad	UNT	<0.70	5	Aceptable
PH	Und. PH	7.70	6.5 a 8.5	Aceptable
Conductividad	uS/cm	68.4	150	Aceptable
Cloruros	Cl ⁻ mg/L	<2.0	250	Aceptable
Dureza total	CaCO ₃ mg/L	28.72	500	Aceptable
Hierro	Fe mg/L	0.015	0.3	Aceptable
Otros elementos	Variable			Aceptable

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano. Ministerio de Salud [24].

El tratamiento del agua para los parámetros microbiológicos que no cumplen con los límites, se hará a través de la planta de tratamiento.

d) Ubicación

La fuente de abastecimiento para la captación se encuentra ubicado en la Quebrada Matereni a una elevación 898.5 msnm.

6.2 CAPTACIÓN

El sistema de captación que se desarrollará es el de tipo Tirolesa. Ver Plano N°09 Sistema de Captación. Las ventajas que cuenta dicho sistema con las condiciones geográficas de la quebrada son las siguientes:

- La toma ofrece menor magnitud en obras civiles.
- Ofrece menor obstáculo al escurrimiento de las aguas.
- Este tipo de captación se adecúa principalmente a ríos o quebradas de montañas con pendientes pronunciadas. Según “Los criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego – Tomas tipo Tirolesa” del Programa Nacional de Riego de Bolivia (2010), se fundamenta en estudios de 6 proyectos con dichas captaciones para obtener recomendaciones referente a las pendientes:

TABLA N° 6.3: Funcionamiento de las tomas tirolesas según la pendiente del río

Pendiente del río	Funcionamiento de la toma Tirolesa
Pendiente muy grande ($S > 10\%$) a grande ($10\% > S > 1\%$)	Muy favorable. Funcionamiento adecuado con muy poco mantenimiento.
Pendiente media ($1\% > S > 0.01\%$)	Desfavorable. La carga fina de arrastre cae en el canal colector y puede causar grandes depósitos aluviales y funcionamiento dificultoso de las instalaciones de limpieza.
Pendiente baja ($0.01\% > S > 0.001\%$)	Desfavorable. Bajo toda circunstancia.

Fuente: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego – Tomas tipo Tirolesa. Programa Nacional de Riego de Bolivia 2010 [39]

- La pendiente promedio en la cual se ubicará la captación es de 8.5%.
- El arrastre mínimo de sólidos y sedimento en la quebrada favorece a la construcción de la toma tipo Tirolesa

Las aguas provenientes de la quebrada serán conducidas mediante un canal abierto construido con concreto armado, dichas aguas se captarán a través de una rejilla metálica con una pendiente mayor a la del canal hasta llegar a un desarenador para el tratamiento respectivo.

6.2.1 Consideraciones de diseño

Para el diseño de la estructura se tomó como referencia los criterios de diseños de la toma tipo Tirolesa del Programa Nacional de Riego de Bolivia (2010), los detalles que se tomaron en cuenta son los siguientes:

- Caudal mínimo en estiaje : 18 L/s
- Caudal máximo para un periodo de retomo 20 años : 3.76 m³/s

6.2.2 Diseño de la captación

Los cálculos en los diseños de los componentes de la captación se muestran en la memoria de cálculo en el anexo B. A continuación se describe cada estructura:

6.2.2.1 Canal de captación

El canal de captación es la estructura que se encargará de la recepción y derivación del caudal de la Quebrada Matereni tanto para el caudal mínimo de diseño así como el caudal máximo para un periodo de retomo de 20 años.

El canal es de sección rectangular de concreto armado, cuyo ancho está definido aproximadamente por el ancho del cauce de la quebrada con un valor de 0.80 metros, tendrá una pendiente de 7.7% cuyo valor fue definido por la estructura de la rejilla y la pendiente natural del terreno.

El canal de captación tendrá una longitud necesaria de 2.30 metros, con la finalidad de poder desarrollar su pendiente, ubicar la toma Tirolesa y conducir el agua no captada. El canal estará protegido de las erosiones aguas arriba y aguas abajo por medio de enrocados mezclados con concreto simple.

La figura N°6.1 muestra la vista en planta de la captación en la Quebrada Matereni.

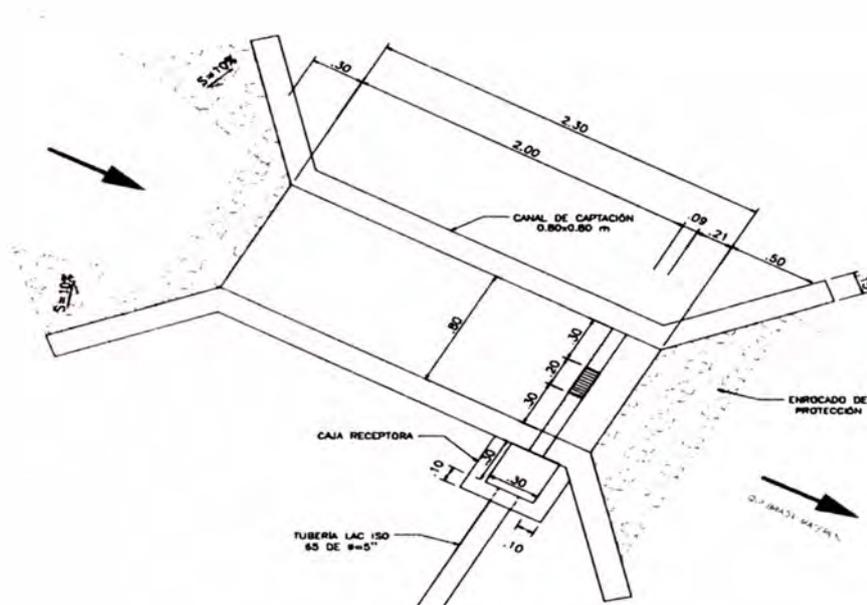


FIGURA N° 6.1: Vista en planta de la captación

Fuente: Elaboración propia

6.2.2.2 Toma de agua: rejilla metálica

La toma de agua necesaria en el canal será a través de una rejilla metálica, la cual se ubicará a una distancia 2 m del ingreso del canal, medido en el sentido del flujo. El ancho de la rejilla tendrá una longitud de 0.20, medido en el sentido transversal al flujo. La rejilla estará conformado por barras cuadradas de acero inoxidable resistente a la erosión con dimensión de 1/4"x1/4" separadas cada a 1 centímetro, las barras estarán fijadas a un marco de platina embebida en concreto de 1/2" de largo y un 1/4" de espesor.

La longitud de la rejilla, medido en el sentido del flujo, se calculará en función del caudal mínimo de diseño. La inclinación de la rejilla es importante ya que es necesario facilitar el paso de los sedimentos sólidos sobre la rejilla, la inclinación elegida en el diseño fue de 30°, por recomendaciones del Programa Nacional de Riego de Bolivia [39] y otros autores.

La figura N°6.2 muestra la sección transversal de la rejilla en el canal de captación:

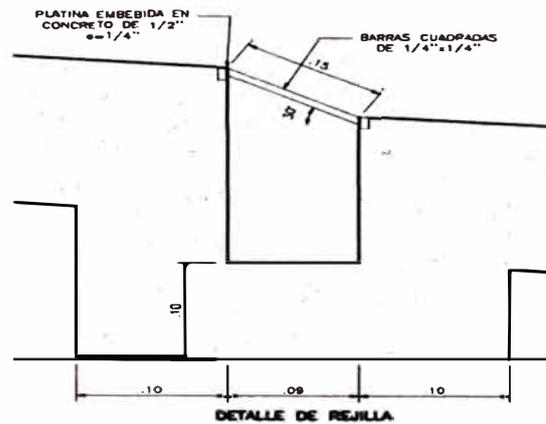


FIGURA N° 6.2: Sección transversal de la rejilla en el canal de captación

Fuente: Elaboración propia

Los caudales raptados por la rejilla se muestran a continuación:

- Caudal de diseño de captación corresponde al caudal máximo diario, Según los parámetros de diseño para centros poblados rurales FONCODES y otros [12], cuyo valor es de **1.890 L/s**
- El caudal captado correspondiente para el caudal máximo con periodo de retorno de 20 años es **17 L/s**.

6.2.2.3 Tubería de derivación

La tubería de derivación es la encargada de transportar el agua de la toma hacia el desarenador. Su recorrido se iniciará en la caja receptora, cuya función de la estructura es recolectar y dirigir el agua captada por la rejilla metálica hacia la tubería de derivación.

A continuación se detalla los parámetros que permitirán el diseño de la estructura:

a) Material de la tubería: Tubería de hierro dúctil

El material seleccionado para la conducción del agua en la tubería derivador es una tubería de hierro dúctil, debido a su gran capacidad de ser flexibles, elásticos, buena capacidad para la conducción de fluidos como el agua, resistencia a esfuerzos externos y a su alta resistencia a la corrosión cuando son enterrados por años. Las características de la tubería de hierro dúctil se deben a su componente principal grafito nodular y al revestimiento con zinc. En la fabricación

de las tuberías de hierro dúctil se basa en estándares europeos (EN 545) y en estándares internacionales (ISO 2531), en la tabla N°6.4 se muestra los espesores y pesos por unidad según los diámetros nominales:

TABLA N° 6.4: Espesores y pesos para la tubería hierro dúctil de junta tipo T

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Exterior (mm)	K9		C	
		Espesor (mm)	Peso (Kg/6m)	Espesor (mm)	Peso (Kg/6m)
80	98	6.0	77	4.4	58
100	118	6.1	95	4.4	71
125	144	6.0	118	4.5	90
150	170	6.3	144	4.5	106
200	222	6.4	194	4.5	146
250	274	6.8	255	4.7	210
300	326	7.2	323	5.5	282
350	378	7.7	403	6.2	335
400	429	8.1	482	6.3	394
450	480	8.6	577	6.5	472
500	532	9.0	669	6.9	565

Fuente: Ficha técnica de la tubería hierro dúctil y conexiones – CNBM International Corporation [8].

NOTA: El diámetro interior se obtiene al restar el diámetro exterior y dos veces el espesor.

b) Rugosidad

La rugosidad, según el RNE en la norma OS. 010, señala que para tuberías de acero que trabajen como canal, recomienda que el coeficiente de Manning sea 0.015.

c) Pendiente de la tubería de derivación

El tubo de derivación hacia el desarenador funcionará como un canal circular, cuya pendiente longitudinal estará en función de la topografía del terreno, la ubicación del desarenador, y la velocidad mínima del flujo (según el RNE, la velocidad mínima de la conducción por gravedad para que no produzca depósitos ni erosiones, en ningún caso será menor de 0.60 m/s). De acuerdo a ello el valor optado de la pendiente será de 2%, con una longitud total de tubería de 20.74 m. Ver plano N°10.

d) Determinación del diámetro

El diámetro interno que permita pasar un caudal de 17 L/s con una pendiente del 2% es de 150 mm, cuyo valor corresponde al valor del diámetro exterior de 170 mm con un espesor de 4.5 mm para una tubería clase C, según la tabla N°6.4.

6.3 DESARENADOR

La línea de aducción por ser de material de PVC, necesita de una estructura que permita retener las partículas sólidas provenientes de la captación y evitar la erosión a la tubería. El diseño final se muestra en el plano N°11.

El criterio del diseño hidráulico del desarenador es disminuir la velocidad del flujo del agua por medio del ensanchamiento de la sección transversal para lograr obtener una velocidad de sedimentación mayor a la velocidad de arrastre, como consecuencia se obtiene una decantación de las partículas presentes en el agua. Por tal motivo la decantación dependerá del tamaño y peso de las partículas de arena así como también de la viscosidad del agua. Por razones de costo y simplificación del tratamiento posterior, los tamaños de las partículas de arena se tomaron dentro de ciertos límites.

Las consideraciones de diseño hidráulico del desarenador se muestran en el anexo B, párrafo B.2.

6.3.1 Diseño hidráulico del desarenador

El diseño se realizará en base a la metodología citada por Arocha [1] mencionadas en las consideraciones de diseño. Además se tendrá en cuenta lo citado por la Organización Panamericana de la Salud – OPS (2005) [33], el cual recomienda que “el número mínimo de unidades del desarenador es dos para efectos del mantenimiento; sin embargo, para el caso de caudales pequeños y turbiedades bajas podrá contar con una sola unidad, el cual debe contar con un canal by - pass para efectos del mantenimiento”. En el caso del proyecto, por las razones mencionadas, el desarenador se diseñará con una unidad.

Los parámetros considerados para el diseño del desarenador son:

- Temperatura 20°

- Caudal de diseño : 11 L/s
- Peso específico relativo : 2.65
- Diámetro de la partícula : 0.015 cm
- Viscosidad cinemática (20°) : 1.007×10^{-2} cm²/seg.
- Gravedad : 980 cm/seg².
- Grado del desarenador : Desarenador bueno (n = 3)
- Profundidad adoptada (P) : 0.60 m
- Porcentaje de remoción : 87.5 %
- El Número de Reynolds para un diámetro partícula de 0.015 cm, según la tabla B.5 del anexo B, corresponde a $Re = 2$.

A continuación se diseña cada componente de la estructura del desarenador:

6.3.1.1 Diseño de la zona de sedimentación

Para diseñar la zona de sedimentación, en base a las consideraciones de diseño hidráulico del desarenador que se muestran en el anexo B, se realizará los siguientes pasos:

- *Paso 01: Determinación de la velocidad vertical (V_V)*

De acuerdo a la expresión del número de Reynolds se tiene:

$$Re = \frac{V_V * \phi}{\nu} \quad (6-1)$$

Reemplazando valores en función de la velocidad vertical se tiene la siguiente expresión:

$$Re = \frac{V_V \phi}{\nu} \rightarrow Re = \frac{V_V * 0.015}{1.007 * 10^{-2}} \rightarrow Re = 1.4896 * V_V \quad (6-2)$$

El Número de Reynolds para un diámetro partícula de 0.015 cm, según la tabla B.5 del anexo B, corresponde a $Re = 2$.

Reemplazando en la ecuación (6-2):

$$2 = 1.4896 * V_V \rightarrow V_V = 1.343 \text{ cm/s} \rightarrow V_V = 13.43 \text{ mm/s}$$

- **Paso 02: Determinación del Periodo teórico de sedimentación (t)**

De acuerdo a la ecuación (B-9) del anexo, el periodo teórico para que la partícula sedimente se determina de la siguiente forma:

$$t = \frac{P}{V_v} \rightarrow t = \frac{600}{13.43} \rightarrow t = 44.67 \text{ seg}$$

- **Paso 03: Determinación del periodo de retención (P_r)**

De acuerdo a la tabla N°B.6 del anexo, el coeficiente de Hazen (P_r/t) para un desarenador bueno ($n = 3$) y un porcentaje de remoción de 78.5% corresponde a 2.75. Despejando el periodo de retención se tiene:

$$\frac{P_r}{t} = 2.75 \rightarrow P_r = 2.75 * t \rightarrow P_r = 2.75 * 44.67 \rightarrow P_r = 122.84 \approx 123 \text{ seg}$$

- **Paso 04: Determinación Volumen del desarenador (V_d)**

De acuerdo a la ecuación (B-10) del anexo, el volumen del desarenador se determina de la siguiente forma:

$$V_d = P_r * Q \rightarrow V_d = 123 * 0.011 \rightarrow V_d = 1.353 \text{ m}^3$$

- **Paso 05: Determinación del Área superficial (A_s)**

El área superficial del desarenador se determina de la siguiente forma:

$$A_s = \frac{V_d}{P} \rightarrow A_s = \frac{1.353}{0.60} \rightarrow A_s = 2.255 \text{ m}^2$$

- **Paso 06: Dimensionamiento del desarenador**

El área superficial del desarenador es el resultado de la multiplicación del largo (L) y ancho (a) del desarenador:

$$A_s = L * a$$

Asumiendo un ancho (a) igual 0.50 m:

$$A_s = L * 0.50 \rightarrow L = \frac{A_s}{0.50} = \frac{2.255}{0.50} \rightarrow L = 4.51 \text{ m}$$

$$\therefore L = 4.51 \text{ m} \quad a = 0.50 \text{ m} \quad P = 0.60 \text{ m}$$

- **Paso 07: Determinación del Área transversal (A_t)**

El área de sección transversal es el producto del ancho y profundidad del desarenador:

$$A_t = a * P = 0.5 * 0.60 = 0.3 \text{ m}^2$$

- **Paso 08: Determinación de la Velocidad horizontal (V_h)**

El área de sección transversal es el producto del ancho y profundidad del desarenador:

$$V_h = \frac{Q}{A_t} = \frac{0.011}{0.30} = 0.0367 \text{ m/s} \rightarrow V_h = 2.202 \text{ m/min}$$

- **Paso 09: Verificación**

Verificando para condiciones de operación según la ecuación (B-11) del anexo:

$$\frac{\text{Largo (L)}}{\text{Ancho (a)}} = \frac{4.51}{0.50} = 9.02 \geq (5 - 30) \quad \text{"Cumple"}$$

$$\frac{\text{Largo (L)}}{\text{Profundidad (h)}} = \frac{4.51}{0.60} = 7.52 \geq (7 - 30) \quad \text{"Cumple"}$$

$$\text{Velocidad horizontal (V}_h\text{)} = 2.202 \text{ m/min} \leq 10 \text{ m/min} \quad \text{"Cumple"}$$

6.3.1.2 Diseño de la zona de entrada

La tubería derivador llega a la zona de entrada, con la cual recibe las aguas de la captación ($Q = 11 \text{ L/s}$) a través de un canal rectangular de ancho igual a 0.50 m. El dispositivo de entrada para que permita el ingreso a la estructura es a través de un vertedero de sección rectangular de pared delgada, cuyo ancho y altura de del vertedero adoptado es igual a 0.20 m y 0.30 m respectivamente. La ecuación respectiva es la siguiente:

$$Q = C_d \frac{2}{3} b H^{3/2} \quad (6-3)$$

$$C_d = 0.598 + 0.0897 \frac{H}{P} \quad \text{para } \frac{H}{P} \leq 2$$

Donde **Q**: es el caudal que atraviesa el vertedero en m³/s, **C_d**: coeficiente de descarga del vertedero, **b**: es el ancho del vertedero en metros, **H**: es la altura de carga sobre la cresta del vertedero en metros, **P**: altura del vertedero en metros.

Reemplazando valores se tiene

$$Q = 0.011 = \left(0.598 + 0.0897 \frac{H}{0.30} \right) * \frac{2}{3} * 0.20 * H^{3/2}$$

Resolviendo → $H \approx 25.1 \text{ cm}$

6.3.1.3 Diseño de la zona de salida

El dispositivo de salida se eligió un vertedero con las características hidráulicas de la zona de entrada, pero teniendo en cuenta que el ancho correspondiente es igual al ancho de la zona de sedimentación, cuyo valor es 0.80 metros. De la misma forma determinamos la carga sobre la cresta del vertedero en metros.

$$0.011 = \left(0.598 + 0.0897 \frac{H}{0.30} \right) * \frac{2}{3} * 0.80 * H^{3/2} \rightarrow H \approx 10.47 \text{ cm}$$

6.3.1.4 Diseño de la zona de lodos

La zona de lodos es la que precede a la zona de sedimentación, para evacuar los sedimentos provenientes de la zona de entrada a la losa de fondo tendrá una pendiente de 13%, así mismo tendrá el mismo valor la pendiente de la losa de fondo de la zona de sedimentación. Los sedimentos evacuarán a través de un canal de sección rectangular con una pendiente de 5% hasta llegar a la caja de válvulas, que permitirá controlar el flujo de descarga. En la figura N°6.3 se muestra los componentes del desarenador:

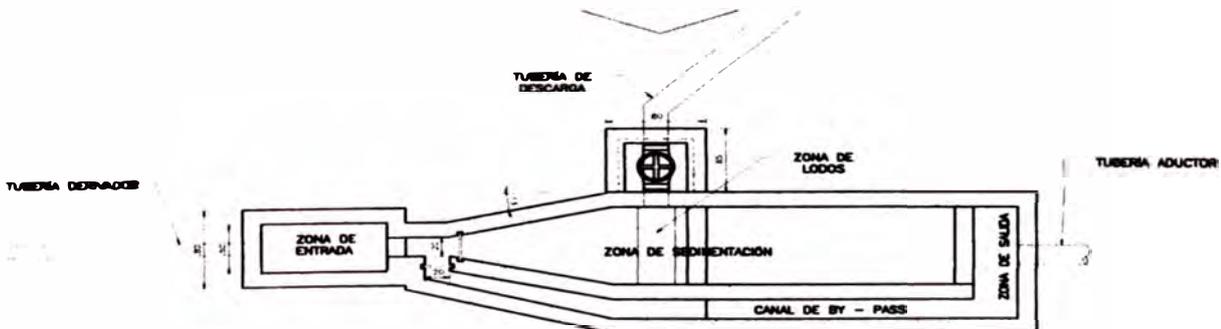


FIGURA N° 6.3: Componentes del desarenador

Fuente: Elaboración propia

6.4 LÍNEA DE CONDUCCIÓN

La línea de conducción es la estructura que se encargará de transportar el agua de la estructura del desarenador hacia la planta de tratamiento y luego al reservorio. En los planos N° 12, 13 y 14 se observa que en la línea de conducción se propone 09 cruces, y también se tiene válvulas de aire y de purga. Por la geografía accidentada en el trazo de la línea de conducción en la zona del proyecto, la línea de conducción estará conformado por estructuras complementarias que permitan el correcto funcionamiento como: cruces aéreos, sifón, válvulas de aire y de purga, anclajes.

6.4.1 Criterios de diseño

Para el diseño de la línea de conducción se tuvo en cuenta los siguientes criterios:

- Caudal de diseño
- Carga disponible
- Material de la tubería
- Clase de tubería que soporte las presiones
- Diámetro de la tubería
- Estructuras complementarias

6.4.1.1 Caudal de diseño

Según los parámetros de diseños para centros poblados rurales FONCODES y otros [12], señala que las obras de conducción se diseñarán con el caudal máximo diario y estará comprendida desde la captación hasta la planta de tratamiento o reservorio. El caudal máximo (Q_{md}) diario determinado en los parámetros de diseño es: **1.89 L/s**.

6.4.1.2 Carga disponible

La carga disponible que existe en la tubería es por la presión presente en los tramos de la tubería y por el golpe de ariete si hubiese. A continuación se determinará cada presión

a) Presión en la tubería

De acuerdo a los cálculos realizados en la tabla N°6.9, se obtiene las presiones existentes en la tubería según los tramos mostrados en los planos N°13 y N°14 PERFIL LONGITUDINAL DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN. Como resumen se muestra en la tabla N°6.5, las presiones máximas existentes según los tramos: punto de inicio de la línea conducción (A) – punto de la cámara rompe presión (CR) – punto de entrada hacia la planta de tratamiento (U), punto de salida de la planta de tratamiento (V) - punto de llegada hacia el reservorio (RES).

TABLA N° 6.5: Carga estática y presiones máximas existentes en la línea de conducción según el tramo

Tramo	Altitud Msnm.		Carga estática disponible (m)	Presión máxima existente en el tramo (m)
	Inicio	Fin		
A - CR	897.50	820.00	77.50	71.00
CR - U	820.00	767.48	52.52	68.40
V - RES	764.62	739.10	25.52	24.73

Fuente: Elaboración propia

En el tramo A – CR la topografía tiene una pendiente a favor del flujo permitiendo transportar el flujo, en su tramo presenta 2 cruces aéreos de tubería galvanizada ya que cruzan dos quebradas. En el tramo CR –U presenta en su trayectoria pendiente a favor y en contra, haciendo una topografía en “U”, el flujo podrá circular gracias a que la línea de gradiente hidráulica está por encima de la línea de conducción, en su tramo presenta 7 cruces aéreos de tubería galvanizada. En el tramo V – RES que conecta la planta de tratamiento de agua potable hacia el reservorio, presenta una pendiente a favor del flujo.

b) Análisis de la posibilidad del golpe de ariete

Para que exista la posibilidad del fenómeno del golpe de ariete, es necesario que ocurra un incremento de la presión producto del choque de agua sobre la superficie interna de la tubería. Esto ocurre cuando el flujo de agua que asciende por medio de una bomba deje de fluir, como consecuencia la columna de agua

que no llega a pasar el nivel deseado regresa y ocasionando un choque, conocido como golpe de ariete.

Para el caso del proyecto, el análisis de la posibilidad se da en el párrafo B.3, del anexo B. En dicho análisis se concluye que en el peor de los casos (cierre simultáneo de las válvulas de salida de la cámara rompe presión y válvula de entrada de la PTAP), el tiempo de cierre sea mayor a 10 segundos para que no ocurra el fenómeno del golpe de ariete. Esta recomendación debe ser señalada en la elaboración de los manuales de operación y mantenimiento de los expedientes técnicos.

6.4.1.3 Material de la tubería

El material seleccionado para el transporte del agua tanto en la línea de conducción como en la línea de aducción es de material plástico, a excepción de los cruces aéreos, siendo el más accesible en el mercado el PVC cuya fabricación se debe a la plastificación del Poli Cloruro de Vinilo. La ventaja que tiene este material respecto a otros es por su bajo peso, costo y accesibilidad al mercado, reduciendo significativamente los costos de transporte e instalación, ya que no existen proveedores cerca al proyecto. Además por sus características físicas – químicas es resistente a la corrosión del agua.

Hay que tener en cuenta que la tubería PVC tiene poca resistencia a esfuerzos externos, al aplastamiento y a acción meteorológica cuando están expuestos al medio ambiente. Por lo tanto es recomendable que estén enterradas en zanjas con una profundidad mínima recomendado, por los parámetros de diseños para centros poblados rurales FONCODES y otros [12], es un metro.

6.4.1.4 Clase de tubería

La clase de la tubería se determina en función de la presión máxima que está sometido la tubería a lo largo de su recorrido, esta presión es resultado de la carga estática más la sobre presión generado por el golpe de ariete si en caso hubiera. El costo de la tubería de PVC depende del espesor, cuando mayor sea la presión interna que está sujeto la tubería el espesor aumenta, por tal motivo resulta conveniente conocer y clasificar las distintas clases de tuberías en función de esa presión de trabajo. De acuerdo a la organización internacional ISO ha establecido

la clase de la tubería en función de la presión de trabajo, en la tabla N°6.6 se muestra las clases de tubería en función de la presión:

TABLA N° 6.6: Clase de tubería en función de la presión – NORMAS ISO

CLASE	ALTURA DE AGUA m	ATMOSFERA	PRESIÓN		
			Lb/pulg ²	Kg/cm ²	bar
5	50	5	71.5	5.0	5.0
7.5	75	7.5	107.3	7.5	7.5
10	100	10	143	10.0	10.0
15	150	15	214.5	15.0	15.0
20	200	20	286.0	20.0	20.0
25	250	25	357.5	25.0	25.0

Fuente: Manual Nicoll Eterplast S.A

Los costos de la tubería se incrementan de acuerdo a la función de la clase, para evitar un sobre costo en el diseño debido a la alta presión existente en cada tramo, se colocará una cámara rompe presión ubicada a una altura de 820 msnm, dicha estructura permitirá disipar la energía y reducir la presión relativa a cero (presión atmosférico). De acuerdo a lo mencionado y a la tabla N° 6.6, se procederá a escoger la clase de tubería para que logre soportar la máxima presión disponible.

TABLA N° 6.7: Clase de tubería según la presión máxima en cada tramo

Tramo	Presión máxima existente en el tramo (m)	Clase de tubería
A - CR	71.00	7.5
CR - U	68.40	7.5
V - RES	24.73	5.0

Fuente: Elaboración propia

6.4.1.5 Diámetro de la tubería

En la tabla N°6.8 se muestra los espesores y pesos específicos por diámetro nominal y clase, valores para tuberías que trabajan a presión de PVC - U extraídas del catálogo de PAVCO, cuyas fabricación es de acuerdo a la NTP ISO 1452: 2011 y a la NTP ISO 4422. Las tuberías mencionadas tienen una longitud total de 6 metros.

TABLA N° 6.8: Diámetros interiores y pesos por tubo, según el diámetro nominal y clase

DIÁMETRO NOMINAL mm	CLASE 5		CLASE 7.5		CLASE 10		CLASE 15	
	Diámetro interior mm	Peso Kg/Tubo						
63	59.8	2.83	58.4	4.02	57.0	5.18	54.2	7.41
75	71.2	4.00	69.4	5.82	67.8	7.39	64.4	10.62
90	85.6	5.57	83.4	8.23	81.4	10.60	77.4	15.15
110	104.6	8.35	102.0	12.21	99.4	15.96	94.6	22.64
140	133.0	13.77	129.8	19.81	126.6	25.69	120.4	36.68
160	152.0	18.00	148.4	25.77	144.6	33.75	137.6	47.93
200	190.2	27.62	185.4	40.59	180.8	52.67	172.0	74.98
250	237.6	43.76	231.8	63.36	226.2	81.75	215.0	117.30
315	299.6	68.58	292.2	100.12	285.0	129.92	271.0	185.92
355	337.6	87.41	329.2	127.78	321.2	165.11	305.4	236.39
400	380.4	110.98	371.0	161.89	361.8	210.26	344.0	300.72

Fuente: Catalogo de PAVCO para tubería PVC – U.

Según los parámetros de diseños para centros poblados rurales de los Ministerios de Vivienda, de la Mujer y FONCODES (2004), señala que la velocidad deberá estar comprendida entre 0.6 m/s y 3 m/s para asegurar el buen funcionamiento del sistema, también señala que el diámetro nominal mínimo de la línea de conducción deber ser de 20 mm. Para diseñar el diámetro mínimo que cumpla con las condiciones para reducir costo, utilizaremos la siguiente expresión:

$$V = \frac{Q}{A} < 3 \text{ m/s}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$\frac{0.00189 * 4}{3 * \pi} < \phi^2 \quad \rightarrow \quad 28.32 \text{ mm} < \phi$$

De acuerdo a la tabla N°6.9 el menor diámetro nominal que cumple con la condición es 63 mm, con una velocidad de 0.60 m/s. El diámetro nominal escogido es: **63 mm**.

6.4.2 Diseño de la línea de conducción

Para el diseño de la línea de conducción se proyectará el uso de tubería de PVC, clase 10 y coeficiente de Hazen y Williams C=140 pies^{1/2}/s, el diámetro de diseño es definido en el párrafo 6.4.1.5 para velocidades máximas y mínimas de 3 m/s y

0.6 m/s, respectivamente. Para el caso de tuberías aéreas será de material de Fierro Galvanizado, $C=100$ y con el mismo diámetro de la tubería de PVC. La línea de conducción estará provista de una cámara rompe presión para disipar la energía y reducir la presión a cero (presión atmosférica), con la finalidad de que exista presiones máximas que pueda soportar una tubería y permitan reducir tuberías de menor clase, para la ubicación de esta cámara se considerarán presiones máximas estáticas de 80 metros. Para identificación, la línea de conducción ha sido dividida en tramos, los cuales se indican a continuación

Tramos	Descripción
A	Salida del desarenador/ Inicio de la línea de conducción
B – C	Inicio y fin del cruce aéreo N°01
D - E	Inicio y fin del cruce aéreo N°02
CR	Cámara rompe presión
F - G	Inicio y fin del cruce aéreo N°03
H - I	Inicio y fin del cruce aéreo N°04
J - K	Inicio y fin del cruce aéreo N°05
L – M	Inicio y fin del cruce aéreo N°06
N - O	Inicio y fin del cruce aéreo N°07
P – Q	Inicio y fin del cruce aéreo N°08
R	Ubicación de la válvula de purga
R - S	Inicio y fin del cruce aéreo N°09
T	Ubicación de la válvula de aire
U	Fin de la línea de conducción/ Inicio de la PTAP

En la Tabla N° 6.10 se muestra el desarrollo de los cálculos hidráulicos en los tramos indicados, donde en cada columna se tiene lo siguiente:

Columna 1	Identificación del tramo
Columna 2	Material de la tubería, para el caso de la tubería de conducción que será enterrada el material será de PVC y para el cruce aéreo donde estará expuesto al medio ambiente será de F°G°.
Columna 3	El coeficiente de Hazen y Williams correspondiente según el material: <ul style="list-style-type: none"> - PVC $C_H = 140 \text{ pies}^{1/2}/\text{s}$ - F°G° $C_H = 100 \text{ pies}^{1/2}/\text{s}$

- Columna 4 El diámetro de la tubería será el elegido en el párrafo 6.4.1.5, cuyo valor corresponde a 63 mm o 2½”.
- Columna 5 Longitud del tramo en kilómetros
- Columna 6 Cota inicial de la tubería en msnm. Ver plano N°12, 13 y 14.
- Columna 7 Cota final de la tubería en msnm. Ver plano N°12, 13 y 14.
- Columna 8 Desnivel de la tubería en metros. Columna 6 – Columna 7
- Columna 9 Velocidad en la tubería, según la siguiente ecuación:

$$V = 1.9735 \frac{Q}{D^2}$$

Donde **V**: velocidad en m/s, **Q**: Caudal en l/s, **D**: diámetro de la tubería en pulgadas.

- Columna 10 La pérdida de carga unitaria (**S**) se obtiene a partir de la ecuación de Hazen y Williams (2-11)

$$S = 1.72 \times 10^6 \times \frac{Q^{1.85}}{C_H^{1.85} D^{4.87}} = \frac{h_f}{L}$$

Donde **Q**: caudal en l/s, **C_H**: coeficiente de Hazen y Williams en pies^{1/2}/s, **D**: diámetro de tubería en pulgadas, **L**: longitud de tubería en km, **h_f**: pérdida de carga en m.

- Columna 11 La pérdida de carga por tramo se obtiene de la anterior ecuación

$$h_f = S * L$$

- Columna 12 Es igual al acumulado de la pérdida de carga de la columna 11.
- Columna 13 La cota piezométrica inicial en msnm, para el primer tramo corresponde a la cota inicial de la tubería (columna 6), para los tramos posteriores hasta llegar a la ubicación de la cámara rompe presión corresponde al valor de la cota piezométrica final del tramo anterior. A partir de la cámara rompe presión se vuelve a inicial el ciclo.
- Columna 14 La cota piezométrica final en msnm, es igual a la diferencia de la cota piezométrica inicial (columna 13) menos la pérdida de carga por tramo (columna 11).
- Columna 15 La altura de la presión ($\frac{P}{\gamma}$), es igual a la diferencia de la cota piezométrica final (columna 14) menos la cota final de la tubería (columna 7).

TABLA N° 6.9: Cálculo para el diseño de la línea de aducción

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Tramo	Material de tubería	Coef. de Hazen y Williams C_H	Diámetro D (pulg.)	Longitud L (Km)	Cota de tubería		Desnivel del terreno (m)	Velocidad V (m/s)	Pérdida de carga unitaria S(m/Km)	Pérdida de carga tramo hf(m)	Pérdida de carga acumulada hf(m/m)	Cota piezométrica		Presión final en la tubería (m)
					Inicial (msnm)	Final (msnm)						Inicial (msnm)	Final (msnm)	
A - B	PVC	140	2 1/2	0.455	897.50	848.00	49.50	0.60	6.897	3.138	3.138	897.50	894.36	46.36
B - C	F°G°	100	2 1/2	0.026	848.00	846.00	2.00	0.60	12.853	0.335	3.474	894.36	894.03	48.03
C - D	PVC	140	2 1/2	0.073	846.00	840.00	6.00	0.60	6.897	0.501	3.974	894.03	893.53	53.53
D - E	F°G°	100	2 1/2	0.013	840.00	839.74	0.26	0.60	12.853	0.169	4.143	893.53	893.36	53.62
E - CR	PVC	140	2 1/2	0.342	839.74	820.00	19.74	0.60	6.897	2.360	6.503	893.36	891.00	71.00
CR-F	PVC	140	2 1/2	0.057	820.00	813.52	6.48	0.60	6.897	0.390	0.390	820.00	819.61	6.09
F - G	F°G°	100	2 1/2	0.015	813.52	813.08	0.44	0.60	12.853	0.189	0.579	819.61	819.42	6.34
G - H	PVC	140	2 1/2	0.105	813.08	804.88	8.20	0.60	6.897	0.722	1.302	819.42	818.70	13.82
H - I	F°G°	100	2 1/2	0.024	804.88	804.64	0.24	0.60	12.853	0.303	1.604	818.70	818.40	13.76
I - J	PVC	140	2 1/2	0.126	804.64	799.24	5.40	0.60	6.897	0.870	2.475	818.40	817.53	18.29
J - K	F°G°	100	2 1/2	0.016	799.24	798.84	0.40	0.60	12.853	0.209	2.684	817.53	817.32	18.48
K - L	PVC	140	2 1/2	0.191	798.84	785.87	12.97	0.60	6.897	1.320	4.004	817.32	816.00	30.13
L - M	F°G°	100	2 1/2	0.020	785.87	785.10	0.77	0.60	12.853	0.251	4.256	816.00	815.74	30.64
M - N	PVC	140	2 1/2	0.336	785.10	769.86	15.24	0.60	6.897	2.316	6.572	815.74	813.43	43.57
N - O	F°G°	100	2 1/2	0.019	769.86	768.13	1.73	0.60	12.853	0.249	6.821	813.43	813.18	45.05
O - P	PVC	140	2 1/2	0.081	768.13	763.54	4.59	0.60	6.897	0.561	7.382	813.18	812.62	49.08
P - Q	F°G°	100	2 1/2	0.020	763.54	761.98	1.56	0.60	12.853	0.258	7.639	812.62	812.36	50.38
Q - R	PVC	140	2 1/2	0.574	761.98	740.00	21.98	0.60	6.897	3.960	11.599	812.36	808.40	68.40
R - S	F°G°	100	2 1/2	0.019	740.00	741.28	-1.28	0.60	12.853	0.243	11.843	808.40	808.16	66.88
S - T	PVC	140	2 1/2	0.282	741.28	790.00	-48.72	0.60	6.897	1.943	13.786	808.16	806.21	16.21
T - U	PVC	140	2 1/2	0.376	790.00	767.48	22.52	0.60	6.897	2.591	16.376	806.21	803.62	36.14
V - Res	PVC	140	2 1/2	0.115	764.62	739.10	25.52	0.60	6.897	0.790	0.790	764.62	763.83	24.73

Fuente: Elaboración propia

6.4.3 Estructuras complementarias

Por contar con una topografía accidentada en el trazo de la línea de conducción, existirán estructuras que permitan trasladar sin problemas el fluido. La ubicación de estas estructuras se muestra en los Planos N°13 y 14, y son las siguientes:

6.4.3.1 Cruces aéreos

Los cruces aéreos permitirán cruzar el flujo del agua en quebradas a través de una tubería galvanizada de 2½", esto permitirá que el recorrido de la tubería sea menor y sea afectada por la presencia de la quebrada. En el trazo se han identificado los siguientes cruces aéreos, según el plano N°13 y 14.

TABLA N° 6.10: Ubicación y longitudes de los cruces aéreos.

Descripción	Ubicación en progresivas	Longitud en metros
Cruce aéreo N°01	0+440.00 – 0+480.00	26.13
Cruce aéreo N°02	0+540.00 – 0+560.00	13.13
Cruce aéreo N°03	0+940.00 – 0+980.00	14.73
Cruce aéreo N°04	1+100.00 – 1+140.00	23.57
Cruce aéreo N°05	1+260.00 – 1+280.00	16.29
Cruce aéreo N°06	1+460.00 – 1+480.00	19.56
Cruce aéreo N°07	1+820.00 – 1+840.00	19.03
Cruce aéreo N°08	1+920.00 – 1+940.00	20.06
Cruce aéreo N°09	2+500.00 – 2+540.00	18.94

Fuente: Elaboración propia

6.4.3.2 Válvula de aire

La válvula de aire evita la acumulación de aire en los puntos altos, debido a que provoca la reducción del área del flujo del agua produciéndose un aumento de pérdida de carga y disminución del caudal. Por las características del tramo se instalará en la línea de aducción una válvula de aire en la progresiva 2+807.30, el cual estará ubicado a una altura de 790 msnm.

6.4.3.3 Válvula de purga

La válvula de purga evita la acumulación de sedimentos en los puntos bajos de la línea de conducción provocando la reducción del flujo del agua, es necesario hacer periódicamente la limpieza en los tramos. Por tal motivo se instalará en la línea de conducción una válvula de purga en el progresiva 2+513.50, a una altura de 740 msnm.

6.4.3.4 Sifón invertido

En la progresiva Km 0+900.00, después de la estructura de cámara rompe presión, se propone colocar un sifón invertido. Para el diseño del sifón se tendrá en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- Las tuberías de entrada y salida deben estar sumergidos (tuberías ahogadas), para evitar el ingreso de aire a la tubería
- Se debe colocar soportes y anclajes en los cambios de dirección, para mantener las tuberías estables.
- Para que el sifón opere correctamente se debe cumplir que la carga hidráulica presente en el sistema debe ser mayor a la pérdida total que se generen.

En el caso del proyecto el sifón tendrá como entrada la cámara rompe presión y en su recorrido estará conformado por ángulos y válvulas.

- a) Determinación de la altura mínima de ahogamiento en la cámara rompe presión.

En la figura N°6.4 se muestra la salida de la cámara rompe presión, donde la altura mínima en la que estará sumergido la tubería se obtiene aplicando la ecuación de la energía (2-8) para los puntos 1 y 2.

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_p \quad \text{dónde } h_p = h_L + h_f$$

Para obtener una altura mínima, las presiones en 1 y 2 son prácticamente iguales a la presión atmosférica $P_1 = P_2 = P_{atm}$. La pérdida local h_L para entradas con bordes salientes (ver párrafo 2.5.3.2) es igual a $V^2/2g$.

Resolviendo la ecuación se tiene:

$$H_{min} = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_2^2}{2g} \rightarrow H_{min} = \frac{V_2^2}{g}$$

La velocidad en la línea de conducción es: $0.60 \frac{m}{s} \rightarrow H_{min} = \frac{0.6^2}{9.81} = 0.04m$

Por temas constructivos se escogerá una altura mínima de 0.30 m y un borde libre 0.60 m.

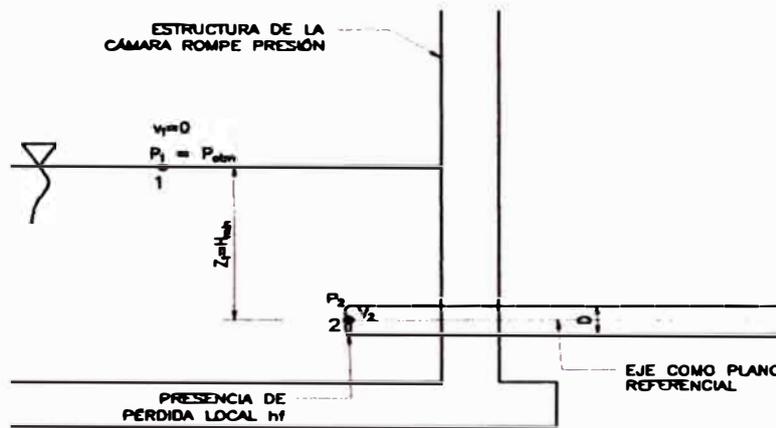


FIGURA N° 6.4: Interpretación de la altura mínima en la salida de la cámara rompe presión

Fuente: Elaboración propia

b) Determinación de la carga hidráulica del sistema

La carga hidráulica del sistema se determina en la diferencia de energía de los puntos de la cámara rompe presión (CR) y el punto de la válvula de aire (T)

$$\Delta H = E_{CR} - E_T = \left(z_{CR} + \frac{P_{CR}}{\gamma} + \frac{V_{CR}^2}{2g} \right) - \left(z_T + \frac{P_T}{\gamma} + \frac{V_T^2}{2g} \right)$$

Dónde:

$$z_{CR} - z_T = 820 \text{ msnm} - 790 \text{ msnm} = 30 \text{ m}$$

$$\frac{P_{CR}}{\gamma} - \frac{P_T}{\gamma} = \text{es igual a la } \Delta \text{ de la cota piezométrica de ambos, Tabla N°6.10}$$

$$\frac{P_{CR}}{\gamma} - \frac{P_T}{\gamma} = 820.00 - 806.21 = 13.79 \text{ m}$$

$$\frac{V_{CR}^2}{2g} - \frac{V_T^2}{2g} = \frac{0.6^2}{2 * 9.81} - \frac{0.6^2}{2 * 9.81} = 0 \text{ m}$$

Reemplazando se tiene: $\Delta H = 30 + 13.79 = 43.79 \text{ m}$

c) **Determinación de las pérdidas totales en el sifón**

Las pérdidas totales en el sifón se deben principalmente a las pérdidas por fricción y a las pérdidas locales debido a la presencia de singularidades. La pérdida por fricción que corresponde al tramo CR – T cuyo valor total se obtiene de la tabla N°6.9, es igual a 13.79 m. La pérdida local para las diferentes singularidades se muestra en la tabla N°6.11.

TABLA N° 6.11: Perdidas locales según el tipo de singularidad.

Descripción de la pérdida	K	Perída local: K V ² /2g (m)	Número de singularidades	Pérdida local parcial (m)	Pérdida local Total (m)
Entrada de la línea de aducción	1	0.02	1	0.018	0.186
Cambio de dirección o codos	0.42	0.01	18	0.139	
Válvula de aire y purga	0.8	0.01	2	0.029	

Fuente: Elaboración propia

La pérdida total en el sifón que corresponde es $h_p: 13.79+0.186 = 13.98 \text{ metros}$.

d) **Funcionamiento del sifón**

El sifón funcionará correctamente debido a que $\Delta H = 43.79 \text{ m} > h_p = 13.98 \text{ m}$

6.5 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE – PTAP

De acuerdo a los resultados de la calidad del agua, existen presencias de bacterias que sobrepasan los límites de la norma, dichas bacterias identificadas en la tabla N°6.1 son: Coliformes totales, fecales y E. Coli. Por tal motivo el objetivo de la PTAP es reducir y eliminar dichas bacterias, y se pueda entregar una calidad de agua apta para el consumo humano.

Existen diversas instituciones y tesis de investigación que recomiendan que el sistema más óptimo para el tratamiento de agua en centros poblados rurales es a través de la filtración lenta. Para lo cual el sistema a utilizar para este proyecto

será: **Planta de tratamiento de agua a través de filtros lentos**, cuyo diseño se muestra en el Plano N°15.

6.5.1 Aspectos generales

El sistema de tratamiento de filtros lentos en arena es una práctica antigua, sin embargo en la actualidad, debido al desconocimiento de sus ventajas y a la aparición de la filtración rápida, se ha menospreciado y relegado sólo para poblaciones rurales.

La filtración lenta permite que a través de mecanismos físicos y biológicos se eliminen las bacterias presentes en el agua, haciendo que se constituya una tecnología limpia a través de la cual se permita purificar el agua sin crear una fuente adicional de contaminación para el ambiente.

Las ventajas y desventajas de la filtración lenta en arenas se muestran en el cuadro N°6.12:

TABLA N° 6.12: Ventajas y desventajas de la filtración lenta

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> - Es fácil de operar y no necesita coagulantes, haciendo un procedimiento simple y de bajo costo. - Permite reducir las bacterias hasta un 95%. - Permite reducir la turbidez. - Es recomendable para poblaciones pequeñas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Necesita áreas mayores debido a su baja velocidad de filtración. - No es recomendado para niveles de turbiedad altos.

Fuente: Manual de procedimientos técnicos en saneamiento rural – Ministerio de Salud.

Los factores que afectan el proceso son:

- Velocidad de filtración, bajas velocidades es favorable.
- Diámetros de las partículas del material filtrante.
- Temperatura, la eficiencia disminuye cuando baja la temperatura de 2°C.
- La presencia de pesticidas y sustitutos tóxicos, dañan la acción biológica que ocurre en el lecho filtrante.

Uno de los factores más importante en la eficiencia del filtro es la tasa superficial o velocidad de filtración. El Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y la Organización Panamericana de la Salud señalan que a través de las investigaciones realizadas por Bellamy y colegas, la tasa de filtración influye en la remoción de bacterias y quistes. Bellamy realizó una planta pilote de filtros lentos de 30.5 cm de diámetro operando continuamente durante un año, donde permitió observar el efecto de la tasa de velocidad en la eficiencia de remoción:

TABLA N° 6.13: Efecto de la tasa de filtración en la eficiencia de remoción (Bellamy, 1985)

Microorganismos	N° de análisis	Rango de concentración en el agua cruda	Porcentajes de remoción		
			Filtro 1 0.04 m/h	Filtro 2 0.12 m/h	Filtro 3 0.40 m/h
Quistes de Giardia	222	50 – 5075 quistes/L	99.991	99.994	99.981
Coliformes totales	243	0 – 29,000 CFU/100 mL	99.96	99.97	99.98
Coliformes fecales	81	0 – 35,000 CFU/100 mL	99.84	98.45	98.65
Contaje total de bacterias	351	10 – 10 ⁹ CFU/100 mL	91.40	89.47	87.99

Fuente: Filtración lenta como proceso de desinfección – CEPIS/OPS [7].

Los componentes de la PTAP son los siguientes:

a) Sistema de regulación de entrada

El sistema de entrada permitirá regular y controlar el flujo proveniente de la línea de aducción y además de evitar la socavación del lecho filtrante con la caída del agua.

b) Caja de filtro lento

Es la estructura encargada de recibir y filtrar el agua proveniente del sistema de entrada, en ella se ubica el material filtrante para el filtro respectivo y en la base se ubica el sistema de drenaje.

El sistema de filtrado consiste en hacer circular el flujo del agua por el material filtrante (material poroso que generalmente es de arena) donde son retenidas las impurezas del agua y desarrollándose procesos de degradación biológicos y químicos. Como consecuencia en la superficie del material filtrante se forma una

capa de origen orgánica conocida como piel de filtro o "schmutzdecke", la cual está conformado principalmente por algas, plancton, diatomeas, etc. La acción de estos organismos es atrapar, digerir y degradar la materia orgánica contenido en el agua, su procedencia es de los ríos y lagos que alimentas estos sistemas.

De acuerdo a las características de la fuente puede existir una sobre producción de estos organismos, y para evitar ello es controlando los nutrientes en la fuente y el efecto de la luz. En Europa este problema se controla techando los filtros, habiéndose encontrado que la falta de luz no afecta mayormente el proceso y la reducción de las algas permite operar con tasas más altas.

c) Capa sobrenadante

La capa sobrenadante es la columna de agua por encima del lecho filtrante, tiene como función proporcionar la carga necesaria para vencer la resistencia al paso del agua. También permite la retención del agua por el tiempo suficiente para que ocurra el proceso físico, químico y biológico en el lecho filtrante.

d) Drenaje

Es la estructura encargada de evacuar el agua filtrada hacia el reservorio, dren usado puede ser por tuberías perforadas, ladrillos o bloques de concreto, las cuales están ubicadas en la parte inferior de la caja de filtro.

e) Sistema de regulación de salida

Es el sistema por el cual el agua proveniente del drenaje es conducido a una caja con la misma altura de la caja de filtro a través de un vertedero. La altura de su evacuación puede ser:

- Máxima : Misma altura de la capa sobrenadante.
- Media : Altura de 0.5 m por encima del lecho filtrante.
- Mínima : Altura de 0.10 a 0.20 por encima del lecho filtrante.

6.5.2 Criterios de diseño

Para el diseño de la planta de tratamiento de agua potable a través de filtros lentos se tuvo en cuenta los siguientes criterios:

- Periodo de diseño
- Tiempo de operación
- Especificaciones del filtro
- Caudal de diseño

6.5.2.1 Periodo de diseño

Según los parámetros de diseños para centros poblados rurales de FONCODES y otros [12], señala un periodo de **20 años**.

6.5.2.2 Tiempo de operación

Según el RNE el tiempo de operación de 24 horas en forma continua.

6.5.2.3 Especificaciones del filtro

Según el “Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales” del Fondo Perú Alemania - FPA 2009 [13] y el RNE, recomiendan los siguientes valores en las especificaciones del filtro:

TABLA N° 6.14: Especificaciones del filtro

Criterio	Valor recomendado
Altura de drenaje (FPA)	0.30 - 0.40 m
Altura de lecho filtrante (RNE):	
Grava	0.25 m
Arena	0.80 – 1.00 m
Altura de capa sobrenadante (RNE)	0.80 - 1.00 m
Altura de borde libre (FPA)	0.20 - 0.30 m
Número de cajas (FPA)	2 und. Para poblaciones <2000 hab. 3 – 4 und. Para poblaciones >2000 hab.
Tamaño de las gravas (RNE)	
1ra capa (altura 15 cm)	19 a 50 mm
2da capa (altura 5 cm)	9.5 a 19 mm
3ra capa (altura 5 cm)	3 a 9.5 mm
Tamaño de las arenas (RNE) con coeficiente de uniformidad < 3	0.2 a 0.3 mm
La tasa de filtración (RNE) considerando como único proceso sea el filtro lento	2 a 3 m ³ /(m ² .dia)

Fuente: Fondo Perú Alemania - FPA (2009) y el RNE.

6.5.2.4 Caudal de diseño

Según los parámetros de diseños para centros poblados rurales de FONCODES y otros [12], señala que la planta de tratamiento debe tener la capacidad suficiente para tratar el caudal máximo diario (Q_{md}) determinado en los parámetros de diseño: **1.89 L/s** equivalente a **163.30 m³/día**.

6.5.3 Diseño de la PTAP

Para el diseño de la PTAP se basará de acuerdo a los criterios de diseño según los siguientes componentes:

6.5.3.1 Cálculo del área de la caja de filtros

Según el FPA 2009 [13], existen dos alternativas para determinar el área de la caja de filtros y una alternativa según el criterio del RNE:

a) Alternativa N°01 – FPA

La velocidad de filtración o tasa de filtración a flujo uniforme es la relación del caudal de máxima demanda diaria y su área de filtración:

$$V_f = \frac{Q_{md}}{A_f} \rightarrow A_f = \frac{Q_{md}}{V_f} \quad (6-4)$$

Dónde: V_f : velocidad de filtración en m/día, Q_{md} : caudal de máxima demanda diaria en m³/día A_f : área de la caja de filtro en m².

La velocidad de filtración según el FPA (2009), se obtiene en la siguiente ecuación:

$$V_f = 0.1T_{op} + C_s \quad (m/día) \quad (6-5)$$

Dónde: T_{op} : tiempo de operación en horas por día, C_s : coeficiente que depende del número de horas de operación.

El coeficiente que corresponde para una operación de 24 horas es **cero**. La velocidad de filtración: $V_f = 0.1 * 24 + 0 = 2.4 \text{ m/día}$.

Reemplazando en la ecuación (6-4) se obtiene: $A_f = \frac{163.30}{2.4} = 68.04 \text{ m}^2$

b) Alternativa N°02 – FPA

El FPA (2009) señala que el área está relacionado al número de personas:

$$A_f = 0.02 \text{ a } 0.08 \text{ m}^2/\text{persona} \quad (6-6)$$

Asumiendo un factor de 0.05 m²/persona, y el número de habitantes futuras obtenidas en los parámetros de diseño es 970 personas, reemplazando en la ecuación (6-6):

$$A_f = 0.05 * 970 = 48.50 \text{ m}^2$$

c) Alternativa N°03 – RNE

Según lo señalado en la tabla N°6.15 la tasa de infiltración a considerar es 3.0 m/día. Reemplazando en la ecuación (6-4):

$$A_f = \frac{163.3}{3.0} = 54.43 \text{ m}^2$$

De acuerdo al RNE el área máxima de la caja de filtro, para fines mantenimiento y limpieza deberá ser 50 m². Por tal motivo, las dimensiones consideradas para la caja que cumplen dicha condición es: 10x5 m.

6.5.3.2 Altura de la caja de filtro

Según la tabla N°6. 14, la altura de la caja de filtro es la siguiente

Altura de drenaje	0.30 m
Altura de lecho filtrante	
Grava	0.25 m
Arena	0.90 m
Capa sobrenadante	0.90
Borde libre	0.25 m
	<hr/>
	2.60 m

6.5.3.3 Número de cajas de filtros

De acuerdo a la tabla N°6.14, el número de cajas corresponde a 2 unidades.

6.5.3.4 Lecho filtrante

Las características del lecho filtrante en el diseño serán:

Tamaño de las gravas	
1ra capa (altura 15 cm)	38 mm o 1½"
2da capa (altura 5 cm)	19 mm o ¾"
3ra capa (altura 5 cm)	9.5 mm o 3/8"
Tamaño de las arenas con coeficiente de uniformidad < 3	0.25 mm
La tasa de filtración considerando como único proceso sea el filtro lento	3.0 m³/(m².día)

6.5.3.5 Drenaje

El drenaje estará conformado por ladrillos colocados de canto y asentados con mortero, cubiertos encima con otros ladrillos colocados de plano (apoyados en su mayor superficie) y separados con ranuras de 2 cm, que drenan hacia un colector central.

6.5.3.6 Altura del vertedero en la salida

La altura de la evacuación considerada en la salida será de nivel medio, cuyo valor recomendado por la FPA (2009) es 0.50 m por encima del lecho filtrante.

6.5.3.7 Desinfección final a través de tanques de cloración

Para asegurar que el agua complete su calidad deseada, es importante aplicar una dosis muy baja de cloro como última barrera. La concentración de cloro usada para eliminar residuos de bacterias en el caso de que llegara a pasar, dependerá del tiempo de contacto.

En la actualidad se ha implementado sistemas que permiten la cloración del agua de forma segura y con mecanismos sencillos que permiten la fácil operación. Uno de ellos es el sistema de cloración con tabletas Accu – Tab que ofrece una solución segura de bajo costo y menor mantenimiento.

El sistema Accu – Tab, fabricado por la industria PPG, utiliza tabletas de 7.3 cm (3”) de diámetro hechos con hipoclorito de calcio de 68% de concentración y de lenta disolución, dichas tabletas funcionan con un clorador de PVC de diferentes tamaños, Ver figura N°6.5.



FIGURA N° 6.5: Sistema de cloración Accu – Tab con tabletas.

Fuente: Sistema Accu – Tab, cloración con tabletas. PPG Industries Brand [36]

El uso del sistema Accu – Tab se obtiene los siguientes beneficios

- Minimiza los riesgos de seguridad que se asocia habitualmente con el gas de cloro e hipoclorito de sodio en el tratamiento del agua, evitando grandes costos en la reparación de los equipos y un menor sistema de seguridad (para la manipulación de las tabletas sólo se usan guantes y gafas).
- Se integra fácilmente con los sistemas de instalaciones existentes, y brindan el servicio de la instalación por especialistas de PGG, además de brindarte un asesoramiento de la operación y futuro mantenimiento.
- Para el reabastecimiento de las tabletas en el clorador solo es necesario una persona y de fácil manipulación que a diferencia de los sistemas convencionales.
- El sistema permite captar una parte del flujo del agua y sea clorada a gravedad, una válvula ubicada en el interior del clorador de la canalización permite el ajustar el flujo para controlar el suministro de cloro, luego el agua clorada se reintegra al flujo principal para el almacenamiento respectivo. Ver figura N°6.6.
- El sistema está aprobada en la 21CFR 178.1010 por la FDA, en la norma B-300 de AWWA, también está aprobada para el uso de producción agrícola

alimentaria según el Estado de Washington del programa de alimentos orgánicos. Es usado en países como EEUU, Canadá y Mexico.

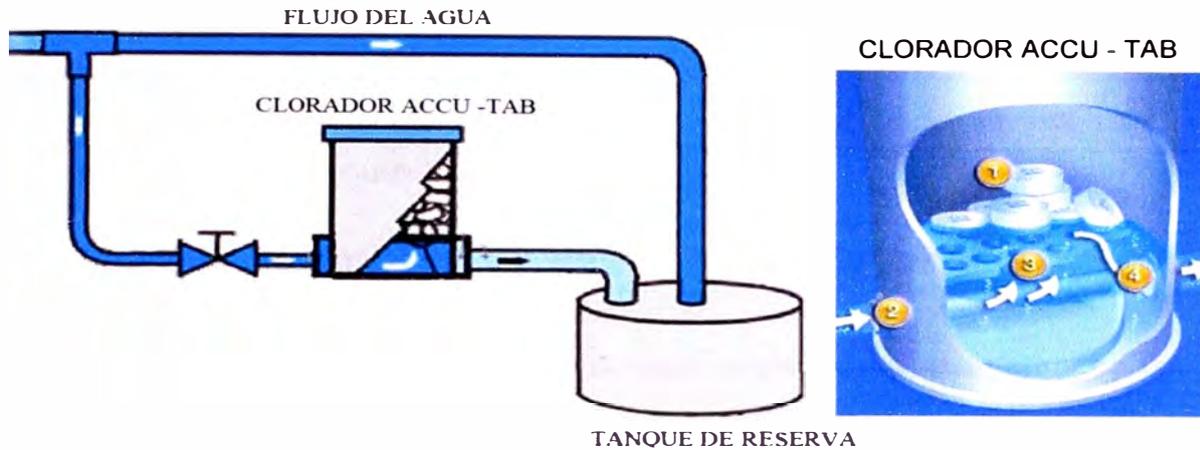


FIGURA N° 6.6: Sistema Accu – Tab funcionando a gravedad

Fuente: Sistema Accu – Tab, cloración con tabletas. PPG Industries Brand [36]

6.5.4 Operación inicial

El lecho filtrante debe llenarse en forma ascendente con agua tratada, para expulsar burbujas de aire hasta 10 a 20 cm por encima del filtro, luego se cierra la válvula de fondo y se prosigue hasta llenar el nivel de diseño. La maduración biológica del filtro puede ser de 1 a 7 días hasta obtener agua de calidad.

6.5.5 Mantenimiento rutinario

Determinar el espesor de capa que se debe extraer, que depende del estado de colmatación de la arena y se determina la cantidad de sedimentos presentes en la arena, que debe ser menor del 5%. Generalmente este espesor es hasta 10 cm de la capa superior.

Determinado el espesor se raspa con palas, luego se rastrilla para darle mayor porosidad y se pasa el emparejador para darle un mejor acabado. Luego se llena para empezar otro ciclo. Se recomienda cada 5 años sacar el filtro, lavar el tanque y hacer un llenado nuevo.

6.6 RESERVORIO

El reservorio es una estructura que permite garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema, el mantenimiento de un servicio eficiente y suministrar agua a la red con una presión adecuada, su diseño de arquitectura y estructura se muestra en el plano N°16 y N°17. Según el objetivo de un reservorio, el volumen está compuesto por tres regulaciones:

- **Volumen de regulación:** Su volumen permite atender las variaciones de consumo que se producen durante el día.
- **Volumen contra incendio:** Para el caso que requiera una demanda contra incendio, según el RNE OS100 es necesario para poblaciones mayor a 10,000 habitantes. Su volumen permite atender situaciones de emergencia de corta duración como el caso de apagar un incendio en la población.
- **Volumen de reserva:** Su volumen permite atender interrupciones del abastecimiento de agua, ocasionados por daños en la línea de aducción.

6.6.1 Diseño hidráulico del reservorio

De acuerdo a las consideraciones hidráulicas para el diseño del reservorio mostrado en el anexo B, el diseño hidráulico del reservorio se describe a continuación:

6.6.1.1 Tipo de reservorio

El reservorio será apoyado y de sección circular, con una cúpula de concreto armado que funcionará como techo.

6.6.1.2 Ubicación del reservorio

El reservorio estará ubicado a una altura de 737 msnm.

6.6.1.3 Cálculo del volumen del reservorio

Según las consideraciones de diseño en el anexo, el volumen total del reservorio es la suma del volumen de regulación más el volumen de reserva:

$$V_r = V_{regulación} + V_{reserva} \quad (6-7)$$

a) Volumen de regulación

De acuerdo a la ecuación (B-17) el volumen de regulación se determina en función del consumo promedio diario anual (Q_m) para una operación de 24 horas:

$$V_{regulación} = 0.20 * Q_m \left(\frac{m^3}{día} \right)$$

El caudal promedio diario anual determinado en los parámetros de diseño, párrafo 5.1.4.1, es: 1.454 L/s, sin embargo dicho caudal para un consumo de 24 horas (1 día) en $m^3/día$ es: 125.63 $m^3/día$.

$$V_{regulación} = 0.20 * 125.63 = 25.13 \text{ m}^3/día$$

b) Volumen de reserva

De acuerdo a lo mencionado en las consideraciones, el volumen de reserva puede ser considerado a través de las tres alternativas:

- Alternativa N°01

El volumen de reserva representa el 25% del volumen total del reservorio. Reemplazando en la ecuación (6-7) el volumen de reserva representa la tercera parte del volumen de regulación:

$$V_{reserva} = \frac{25.13}{3} = 8.38 \text{ m}^3/día$$

- Alternativa N°02

El volumen de reserva debe estimarse con un periodo de interrupción de 2 a 4 horas y para el caudal de estimación debe ser con el caudal de consumo promedio anual. Considerando para una interrupción de 4 horas el volumen de reserva es:

$$V_{reserva} = \frac{4 * 125.63}{24} = 20.94 \text{ m}^3/día$$

- Alternativa N°03

Según Sedapal, el volumen de reserva debe estimarse con el 7% del consumo promedio anual.

$$V_{reserva} = 0.07 * 125.63 = 8.79 \text{ m}^3/\text{día}$$

De las tres alternativas, la alternativa N°02 es la más crítica por presentar un mayor volumen, por lo cual el volumen de reserva será de **20.94 m³/día**.

c) Volumen total del reservorio

Reemplazando el volumen de regulación y el volumen de reserva en la ecuación (6-7), el volumen total del reservorio es:

$$V_r = 25.13 + 20.94 = 46.07 \text{ m}^3/\text{día}$$

El volumen del reservorio considerado tiene un orden de **50 m³/día**.

6.6.1.4 Dimensionamiento del reservorio

De acuerdo a la figura N°6.7, las variables que definen la geometría del reservorio son el diámetro (\emptyset), la flecha (f) y la altura.

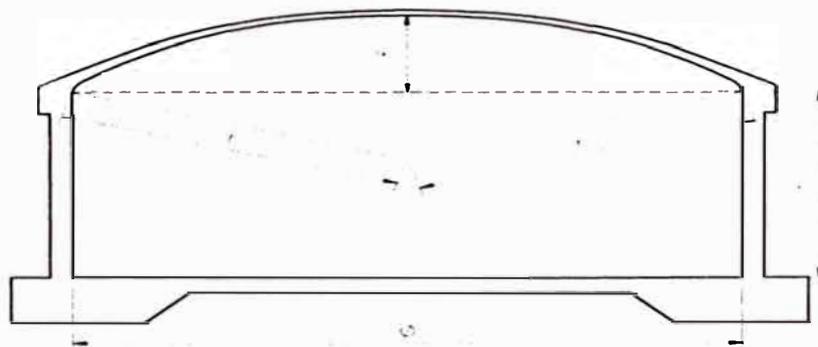


FIGURA N° 6.7: Geometría del reservorio de sección circular.

Fuente: Elaboración propia

Fijando la capacidad del reservorio, el radio de la cúpula estará en función de la flecha y el diámetro.

$$V_r = \frac{\pi * \emptyset^2 * h}{4} \quad (6-8)$$

$$h = \frac{4 * V_r}{\pi * \emptyset^2} \quad (6-9)$$

$$r = \frac{4f + \phi^2}{8f} \quad (6-10)$$

Donde la flecha, según la tesis de Díaz Solano Francisco (2007) [9], señala que la flecha debe estar en el rango de:

$$0.10 * \phi \leq f \leq 0.25 * \phi \quad (6-11)$$

En el dimensionamiento del reservorio es necesario tener en cuenta el costo que involucra su construcción y que es una de las estructuras importantes que conlleva un costo significativo en el presupuesto, por lo cual es importante conocer la relación del volumen y su diámetro para minimizar los costos en la construcción.

Los costos de los materiales de concreto, acero y encofrado se podrán calcular si conocemos el diámetro y volumen de concreto. Por lo tanto, el costo del reservorio será la suma de los costos de los materiales de concreto, acero y encofrado, considerando adicionalmente un 5% del costo del reservorio para estructuras complementarias como: la caseta de válvulas y accesorios. Para efectos de la evaluación se consideró un espesor del muro del reservorio de $e_r = 0.30$ m y un espesor de la cúpula de $e_c = 0.05$ m. El área del encofrado y volumen de concreto utilizado en la estimación, se determina a continuación:

a) Área de encofrado

Área de pared interior

$$A_{pi} = \pi * \phi * h$$

Área de pared exterior

$$A_{pe} = \pi * (\phi + e_r) * h$$

Área de la cúpula

$$A_c = 2\pi * r * f$$

Área total:

$$A_t = \pi * (2\phi + e_r) * h + 2\pi * r * f$$

b) Volumen del concreto

Volumen de la pared

$$V_p = \pi * h * (e^2 + \phi * e)$$

Volumen de la cúpula

$$V_c = 2 * \pi * f * e_c$$

Volumen total:

$$V_t = \pi * h * (e^2 + \phi * e) + 2 * \pi * f * e_c$$

En función del área del encofrado, volumen del concreto y lo mencionado en el párrafo anterior, se elaboró la tabla N°6.15 donde se muestra los costos del reservorio al año 2016, cuyos valores están en función del diámetro y volumen del reservorio:

TABLA N° 6.15: Costos del reservorio en miles de soles

VOLUMEN m ³	DIÁMETRO EN m						
	0	2	4	6	8	10	12
40	0	41	28	32	43	59	80
50	0	50	32	35	45	61	82
60	0	60	37	38	48	63	83
70	0	70	42	41	50	65	85
80	0	79	46	44	52	67	86

Fuente: Elaboración propia

En la figura N°6.8 se muestra la variación de los costos en función del diámetro del reservorio.

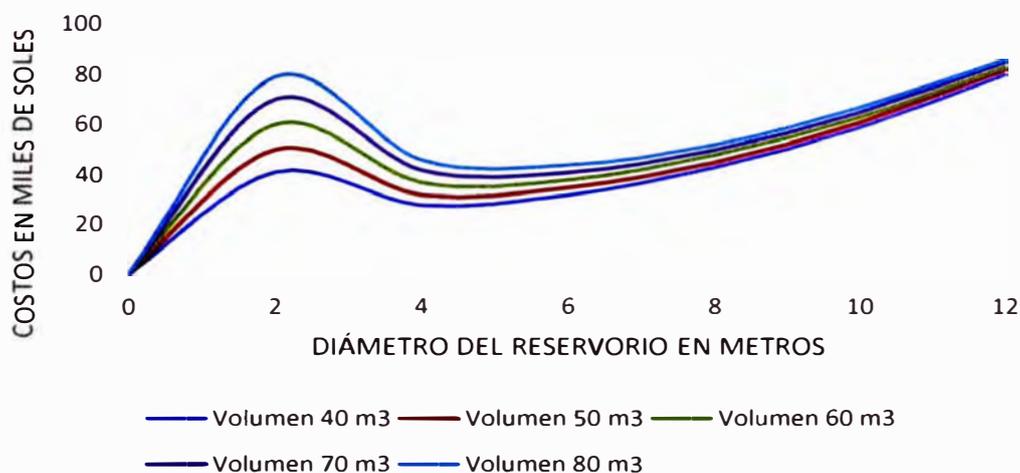


FIGURA N° 6.8: Gráfica de la variación de costos en función del diámetro

Fuente: Elaboración propia

Al analizar la gráfica N°6.8 se llega a la siguiente conclusión:

- Para diámetros igual a 2 m se tiene mayores costos del reservorio.
- El costo disminuye a medida que crece el diámetro en el intervalo de 2 a 5 metros, luego vuelve a incrementar los costos para mayores diámetros. En tal sentido se llega a obtener un costo mínimo para diámetros de 4 y 5 metros.
- Para volúmenes mayores a 80 m³ los costos máximos se dan en los diámetros de 2 y 12 metros, llegando a tener una tendencia a incrementarse los costos cuando el diámetro es 2 metros con respecto al diámetro de 12 metros.

Para el caso del volumen del reservorio de 50 m³, el costo mínimo ocurre cuando el diámetro es 5 metros con una altura de reservorio de 2.55 m; sin embargo, teniendo en consideración que mientras mayor sea el diámetro, existe una menor altura y por ende el esfuerzo que se transmite al suelo arcilloso y el empuje de la columna de agua hacia los muros son menores, por lo cual se escogerá un diámetro de 5.5 metros cuya altura respectiva es 2.10 metros. Las dimensiones geométricas del reservorio de 50 m³ son los siguientes:

Diámetro del reservorio	:	5.50 m
Altura del reservorio	:	2.10 m
Flecha de la cúpula	:	1.10 m
Radio de la cúpula	:	3.94 m

6.6.2 Diseño estructural del reservorio

El diseño estructural del reservorio se muestra en el capítulo B.5 del anexo B.

6.7 LÍNEA DE ADUCCIÓN

La línea de aducción es sistema encargado de conducir las aguas del reservorio hacia el nudo de entrada para que de allí se distribuya a la red de distribución. Para su diseño se tendrá en cuenta el mismo procedimiento del párrafo 6.4.2, diseño de la línea de conducción, tomando las mismas consideraciones hidráulicas para el caudal de diseño y el diámetro, cuyos valores son 1.89 L/s y 2½" respectivamente. Su diseño se muestra en el plano N°18. De acuerdo a lo mencionado se elaboró la tabla N°6.16.

TABLA N° 6.16: Cálculo para el diseño de la línea de aducción

Tramo	Material de tubería	Coef. de Hazen y Williams C	Diámetro D (pulg.)	Longitud L (Km)	Cota de tubería		Desnivel del terreno (m)
					Inicial (msnm)	Final (msnm)	
Reservorio al nudo 1	PVC	140	2 1/2	0.092	737.00	715.00	22.00
Continuación	Velocidad V (m/s)	Pérdida de carga unitaria S(m/Km)	Pérdida de carga tramo hf(m)	Pérdida de carga acumulada hf(m/m)	Cota piezométrica		Presión final en el nudo (m)
					Inicial + carga de agua (msnm)	Final (msnm)	
	0.60	6.897	0.634	0.634	739.10	738.47	23.47

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a ello la clase de tubería a usar es Clase 5.

6.8 RED DE DISTRIBUCIÓN

La red de distribución es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros y accesorios que se desarrolla por las calles de la población, con el objetivo de suministrar agua en forma continua y eficiente a lo largo de la vida útil del sistema, cuyo diseño final se muestra en el plano N°22.

6.8.1 Consideraciones básicas en el diseño

En función de la topografía, ubicación de la fuente de abastecimiento y del reservorio se establecieron consideraciones básicas, con la finalidad de suministrar agua en cantidad y presión adecuada a todos los puntos de la red:

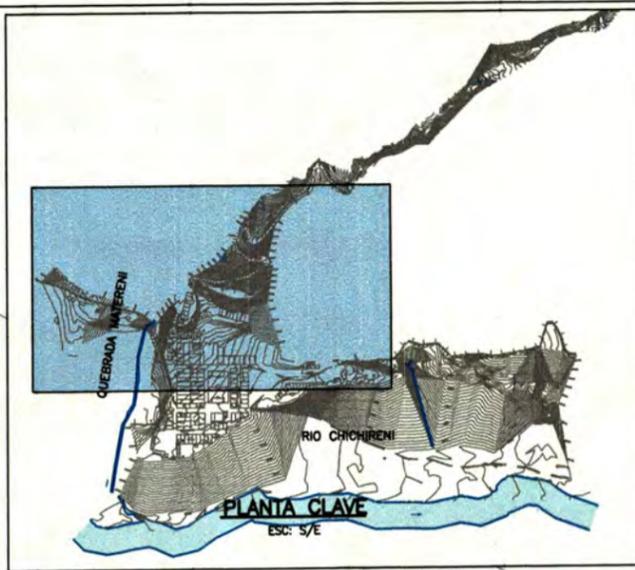
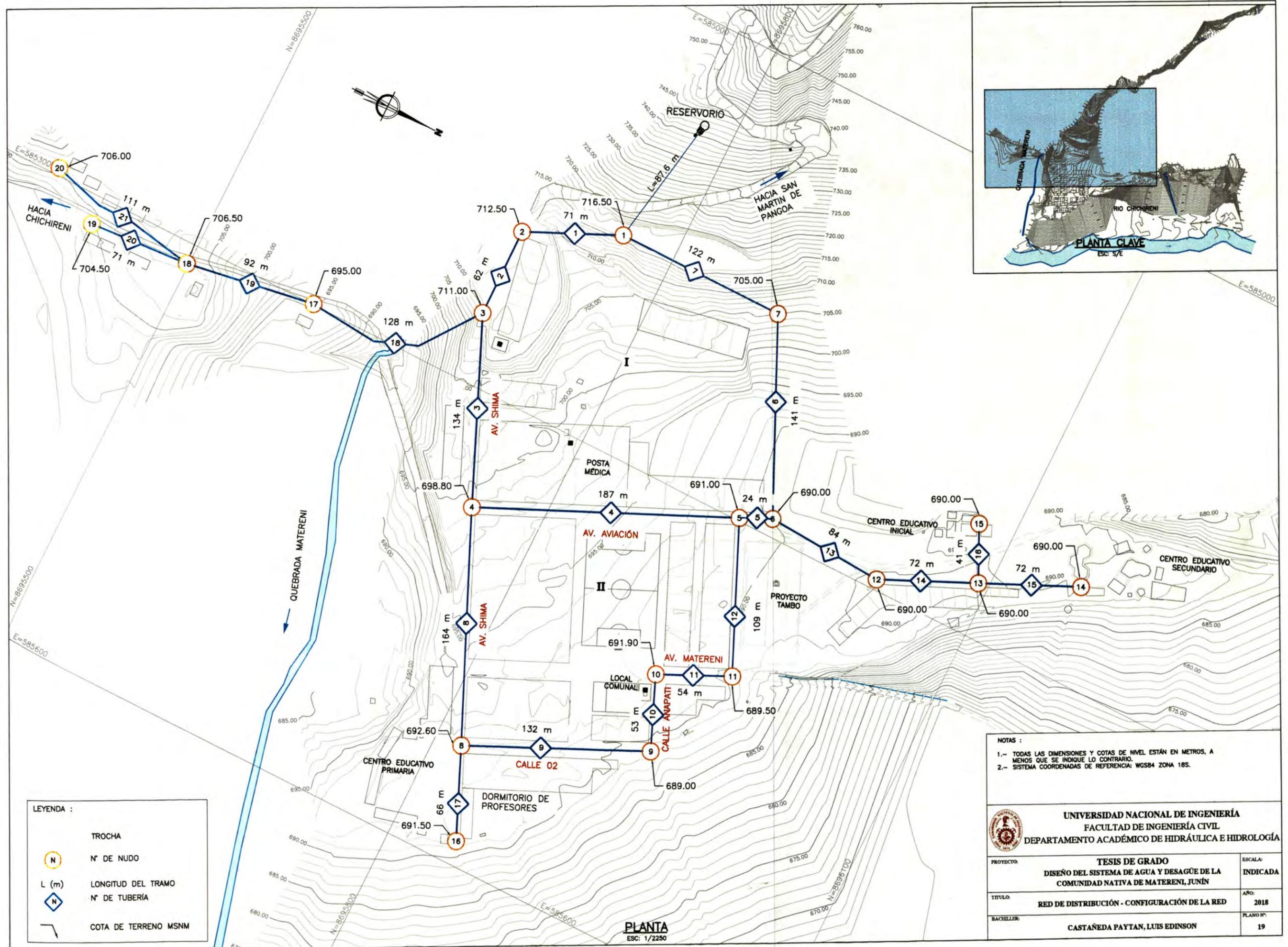
- a) Tipo de Red
- b) Configuración de la Red
- c) Caudal de diseño
- d) Asignaciones de Caudales
- e) Material de la tubería
- f) Diámetros y velocidades
- g) Presión en la Red

6.8.1.1 Tipo de Red

Teniendo en cuenta la topografía, ubicación del reservorio y la distribución definida de la población, el tipo de Red elegido para la Comunidad Nativa de Matereni fue cerrada y ramificada. La distribución cerrada viene a desarrollarse en la parte central de la población donde la densidad poblacional es mayor, mientras que la ramificada llega a desarrollarse en los extremos debido al crecimiento poblacional en ambas márgenes.

6.8.1.2 Configuración de la Red

La configuración de la Red está constituida por la Matriz de distribución, tuberías secundarias o de relleno y ramales abiertos. Ver Plano N°19. La Matriz de distribución está conformado por los circuitos cerrados, cuyos componentes son los tramos de tubería y nudos. Los nudos fueron definidos en base a lo siguiente: intersección de tuberías principales, a todo punto de alimentación y que los nudos tengan una separación máxima de 600 m, tal como se muestra en el plano N°19.



LEYENDA :

	TROCHA
	N° DE NUDO
L (m)	LONGITUD DEL TRAMO
	N° DE TUBERÍA
	COTA DE TERRENO MSNM

NOTAS :

- TODAS LAS DIMENSIONES Y COTAS DE NIVEL ESTÁN EN METROS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
- SISTEMA COORDENADAS DE REFERENCIA: WGS84 ZONA 18S.

<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA</p>		
PROYECTO:	TESIS DE GRADO DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA Y DESAGÜE DE LA COMUNIDAD NATIVA DE MATERENI, JUNÍN	ESCALA: INDICADA
TÍTULO:	RED DE DISTRIBUCIÓN - CONFIGURACIÓN DE LA RED	AÑO: 2018
BACHILLER:	CASTAÑEDA PAYTAN, LUIS EDINSON	PLANO N°: 19

PLANTA
ESC: 1/2250

Para la distribución se tomó en cuenta aquellas zonas con crecimiento poblacional, así como sus limitaciones de expansión. Como resultado de ello el crecimiento poblacional en la comunidad se da en dos extremos: al norte, en dirección hacia la comunidad Boca Chichireni, y al sur en dirección hacia la comunidad Chichireni. Para el caso del este y oeste no se consideraron zonas de expansión por colindar con el cerro y el río Chichireni respectivamente.



FOTOGRAFÍA N° 6.2: Vista general de la Comunidad Nativa de Matereni

6.8.1.3 Caudal de diseño

De acuerdo a los parámetros de diseños para centros poblados rurales de FONCODES y otros [12] señala que la red de distribución se deberá diseñar para el **caudal máximo horario**.

6.8.1.4 Asignaciones de caudales a tuberías principales

Para el dimensionamiento de la red de distribución, se tiene que asignar caudales que circulan por los tramos. Para ello existen varios métodos, las que más conocidas y usadas son las siguientes:

a) Método de las mediatrices o método de las áreas

Este método consiste en determinar el caudal o consumo medio de toda la zona y las áreas de influencia de cada nudo con su peso respectivo, a fin de definir una demanda unitaria.

Se entiende por peso de un nudo al porcentaje de ocupación del nudo o desarrollo en el periodo de diseño. Para su desarrollo se enumeran los nudos que configuran

la malla y se determinan las áreas de influencia de cada uno trazando las mediatrices de cada tramo.

b) **Método de la mediana o repartición media**

Es un método generalizado en la cual consiste en la repartición del caudal por la mitad a ambos extremos de cada tramo. Para ello se empieza determinando la longitud total de las tuberías en el sistema, luego se determina el caudal unitario el cual resulta dividiendo el caudal de diseño entre la longitud total. Por lo tanto el caudal que se asigne en cada nudo, es el resultado de la multiplicación de la mitad de la suma de cada tramo de tubería que llegue al nudo por el caudal unitario.

6.8.1.5 Material de tubería

El material de la tubería será de PVC por las ventajas que ofrecen expuestas en el párrafo 6.4.1.3.

6.8.1.6 Diámetros y velocidades

De acuerdo a los parámetros de diseños para centros poblados rurales de FONCODES y otros [12] señala:

“Los diámetros a utilizarse será aquel que asegure el caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red. Los diámetros nominales mínimos serán de 25 mm en redes principales y 20 mm en ramales.”

Por otro lado el RNE menciona que la velocidad máxima existente en la red será de 3 m/s.

6.8.1.7 Presión en la Red

De acuerdo a los parámetros de diseños para centros poblados rurales de FONCODES y otros [12] señala:

“La presión del agua, debe ser suficiente para que el agua pueda llegar a todas las instalaciones de las viviendas más alejadas del sistema. La presión máxima será aquella que no origine consumos excesivos por parte de los usuarios y no produzca daños a los componentes del sistema, por lo que la presión dinámica en

cualquier punto de la red no será menor de 5 m y la presión estática no será mayor de 50 m.”

6.8.2 Diseño del sistema de distribución

La configuración y el diseño de la red de distribución se muestran en el anexo B, párrafo B.5.

CAPITULO VII: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El diseño del sistema de desagüe de la Comunidad Nativa de Matereni estará conformado en dos componentes principales: el sistema de alcantarillado y la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR).

7.1 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Para el diseño del sistema de alcantarillado de la Comunidad Nativa de Matereni se tendrá en cuenta las consideraciones generales de diseño del colector principal y del emisor, cuyos diseños se muestran en los planos N°23, 24, 25 y 26.

7.1.1 Consideraciones generales de diseño

El cálculo hidráulico del sistema de alcantarillado se basará en lo definido en los parámetros de diseño:

- Tipo de alcantarillado
- Periodo de diseño y número de lotes
- Asignación del caudal
- Componentes de las aguas residuales
- Caudales de diseño
- Material de las tuberías

7.1.1.1 Tipo de alcantarillado

El tipo de sistema de alcantarillado definido en los parámetros de diseño es “**Alcantarillado condominial**”. El sistema de alcantarillado condominial divide a la red en dos componentes: el ramal condominial y las redes públicas (colectores). El primero atiende a una manzana o condominio, y consiste en una tubería de menor diámetro asentada en zonas protegidas alrededor de la manzana (veredas o jardines) o al interior de los lotes; por no recibir grandes esfuerzos externos (cargas vehiculares), puede asentarse a menor profundidad reduciendo significativamente los costos de ejecución de obra. Los domicilios se conectan a los ramales por medio de cajas condominiales, que a la vez tienen la función de elementos de inspección para su mantenimiento. Por su parte, los ramales condominiales se conectan a la red pública en un solo punto a través de cámaras de inspección, quedando definido del condominio con una unidad de atención al

usuario. La red pública o colectores conducen los desagües hasta el sistema de tratamiento de desagüe.

7.1.1.2 Periodo de diseño y número de lotes

De acuerdo a los parámetros de diseño, el periodo de diseño definido es de **20 años**. La cantidad de lotes según los planos, incluidos las conexiones particulares de las instituciones educativas y el proyecto Tambo, es: **155 lotes**.

7.1.1.3 Asignación del caudal

De acuerdo a las características y el tipo de sistema de alcantarillado, el dimensionamiento de los caudales de las tuberías colector y emisor será a través del “**Método del colector contribuyente**”. El método consistirá en determinar en cada tramo el caudal proveniente de las aguas servidas según las cantidades de lotes que recolecta, el caudal de infiltración y el caudal por conexiones erradas según el tramo analizado.

7.1.1.4 Componentes de las aguas residuales

De acuerdo a lo mencionado en los parámetros de diseño, los componentes de las aguas residuales que se han definido se muestran en la tabla N°7.1:

TABLA N° 7.1: Componentes de las aguas residuales.

Componentes de las aguas residuales	Valor definido
Caudal de aguas servidas (Q_s) Ecuaciones (5-16) y (5-17)	$Q_s = 2.326 \text{ L/s}$ Además se define el caudal unitario como: $q_u = \frac{Q_s}{\text{Número total de lotes}}$ $q_u = \frac{2.326 \text{ l/s}}{155} = 0.015 \text{ l/(s.lote)}$
Caudal de infiltración (Q_i) Ecuación (5-18)	$Q_i = 0.0009 \text{ L/(s.m)}$
Caudal por conexiones erradas (Q_e) Ecuación (5-19)	$Q_e = 0.10 * q_u * NL_T$

Fuente: Elaboración propia

7.1.1.5 Caudal de diseño

El caudal de diseño definido en los parámetros de diseño, ecuación (5-20), corresponde a la suma de los caudales provenientes de las aguas servidas más los caudales de infiltración y caudales por conexiones erradas:

$$Q_D = q_u * NL_T + Q_I * L_t + Q_e$$

Dónde el caudal mínimo a considerar, según el RNE es de 1.5 L/s.

7.1.1.6 Material de las tuberías

El material a utilizar en el sistema de alcantarillado será de Poli Cloruro de Vinilo (PVC), de unión flexible (UF), cuyo coeficiente de rugosidad según la norma es 0.013.

7.1.2 Condición de diseño del colector y emisor

Para los diseños del colector y emisor se tendrá en cuenta lo siguiente:

- Diámetros mínimos y borde libre
- Velocidad máxima y mínima
- Parámetros hidráulicos para canal circular a sección llena
- Pendientes
- Esfuerzo cortante

7.1.2.1 Diámetros mínimos y borde libre

De acuerdo a lo señalado en los parámetros de diseño los diámetros mínimos a usar serán de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- La altura del agua debe ser calculada admitiendo un régimen de flujo uniforme y permanente, siendo el valor menor o igual al 75% (3/4) del diámetro de la tubería.
- El diámetro mínimo para la tubería colector será de 160 mm.
- El diámetro mínimo para las tuberías del ramal condominial será de 110 mm.

Además se puede estimar el borde libre a partir de la relación máxima entre el caudal de diseño (Q) y el caudal a tubo lleno (Q_o). Ver tabla N°7.2.

TABLA N° 7.2: Borde libre en función de la relación Q/Q_o máxima permitida

Diámetro de la tubería	Q/Q _o máxima
200 – 600 mm	0.6
600 – 1200 mm	0.7
> 1200 mm	0.9

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado – Lopez Coalla [17]

7.1.2.2 Velocidad máxima y mínima

El proyecto deberá garantizar velocidades de funcionamiento que no produzca sedimentación ocasionando obstrucción, y por ende elevar los costos de operación y mantenimiento. Además también deberá evitar velocidades máximas que ocasionen erosión a la tubería y lograr el buen funcionamiento en la vida útil del sistema. Por tal motivo en los parámetros de diseño se definió las velocidades máximas y mínimas que deben circular en el sistema:

- Velocidad máxima (tubería PVC) : 5.00 m/s
- Velocidad mínima : 0.40 m/s

7.1.2.3 Parámetros hidráulicos para canal circular a sección llena

Se tendrá en cuenta para determinar el diámetro teórico de la tubería en función del caudal y de la pendiente. De la ecuación de Manning se tiene que el radio hidráulico (R_0) para la sección a tubo lleno se expresa de la siguiente forma:

$$R_0 = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4} \quad (7-1)$$

Reemplazando en la ecuación de Manning (2-12) se tiene que el caudal a tubo lleno (Q_0) es:

$$Q_0 = 0.312 \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) \quad m^3/s \quad (7-2)$$

Despejando el diámetro de la tubería, se tiene:

$$D = 1.548 \left(\frac{nQ}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad m \quad (7-3)$$

A partir de la relación Q/Q_0 , se puede obtener los parámetros hidráulicas reales para conductos circulares a través de la tabla N°7.3, donde V: es la velocidad real de la tubería, R: radio hidráulico para la sección de flujo, H: la profundidad hidráulica en la tubería y d: la lámina de agua en la misma.

TABLA N° 7.3: Relaciones hidráulicas para conductos circulares, n_0/n variable

Q/Qo	Relación	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.0	V/Vo	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	
	H/D	0.000	0.041	0.067	0.086	0.102	0.116	0.128	0.140	0.151	0.161	
0.1	V/Vo	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	
	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	
0.2	V/Vo	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720	
	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	
0.3	V/Vo	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	
	H/D	0.321	0.328	0.334	0.341	0.348	0.354	0.361	0.368	0.374	0.381	
0.4	V/Vo	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	
	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	
0.5	V/Vo	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895	
	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	0.518	0.526	
0.6	V/Vo	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	
	H/D	0.534	0.542	0.550	0.559	0.568	0.576	0.585	0.595	0.604	0.614	
0.7	V/Vo	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	
	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	0.677	0.688	0.700	0.713	0.725	
0.8	V/Vo	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015	
	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	
0.9	V/Vo	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	1.190	
	H/D	0.915	0.940	0.966	0.995	1.027	1.063	1.103	1.149	1.202	1.265	
1.0	V/Vo	1.041	1.042	1.042	Q : Caudal de diseño V : Velocidad de diseño D : Diámetro de la tubería R : Radio hidráulico al caudal de diseño				Ro : Radio hidráulico a tubo lleno H : Profundidad hidráulica Qo : Caudal a tubo lleno Vo : Velocidad a tubo lleno			
	d/D	0.914	0.920	0.931								
	R/Ro	1.172	1.164	1.150								
	H/D	1.344	1.445	1.584								

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado – Lopez Coalla [17].

7.1.2.4 Pendientes

En los diseños se tendrán en consideración pendientes que no ocasionen sedimentación y erosión a las paredes de la tubería, debido a una alta y baja velocidad del flujo. Se asumirán valores iniciales de tal forma que pueda corregirse posteriormente, de acuerdo con las condiciones mencionadas: borde libre, esfuerzo cortante, velocidad máxima y velocidad mínima.

7.1.2.5 Esfuerzo cortante

De acuerdo al RNE señala que las pendientes deben cumplir la condición de auto limpieza, aplicando el criterio del esfuerzo cortante medio a través de la siguiente ecuación:

$$\tau = \gamma RS \quad (7-4)$$

Dónde τ : Esfuerzo cortante medio en N/m^2 , γ : peso específico del agua residual igual a 9.81 KN/m^3 , R : radio hidráulico de la sección de flujo en metros, S : pendiente de la tubería.

Para sistemas de alcantarillado sanitarios simplificados, el esfuerzo cortante mínimo a considerar es de 1.0 N/m^2 . Además se tendrá en cuenta que para aquellas superficies donde la pendiente de los colectores es muy bajas y no puedan cumplir con las velocidades mínimas (0.40 m/s para alcantarillado simplificado [17]) se puede admitir tal condición siempre y cuando se garantice un esfuerzo cortante medio superior a 1.2 N/m^2 .

7.1.3 Obras accesorias

Las obras accesorias para el sistema de alcantarillado condominial se muestran en los planos N°25 y 26, se componen de los siguientes:

- Estructuras de inspección
- Conexiones domiciliarias

7.1.3.1 Estructuras de inspección

Estas estructuras que forman parte de la red de alcantarillado, tiene el objetivo de inspeccionar y permitir el mantenimiento respectivo. Las estructuras de inspección utilizadas en el alcantarillado condominial son las siguientes:

- Cajas de inspección o condominiales
- Cámaras de inspección

a) Cajas de inspección o condominiales

Las cajas de inspección o cajas condominiales son las estructuras que recolectaran las aguas servidas de cada predio, se ubicarán en el ramal condominial, en lugares protegidos de cargas vehiculares como: Dentro de los límites de propiedad (áreas sin construir), en jardines y para los casos de estar fuera de la propiedad deberán estar ubicados entre los ejes de la vereda y el límite de la propiedad. Según el RNE OS 070 señala que las cajas de inspección deben estar separada a una distancia máxima de 20 metros y su construcción se deberá a los siguientes casos:

- Al inicio de los tramos de arranque del ramal condominial
- Cambio de dirección del ramal condominial
- Cambio de pendientes fuertes si fuese necesario.

En el reglamento de elaboración de proyectos de SEDAPAL [45], señala que las cajas de inspección serán de dos tipos: D-40 para diámetros interiores de 0.40 m y alturas de 0.30 m a 0.90 m; y D-60 para diámetros interiores de 0.60 m y alturas de 0.90 m a 1.20 m.

b) Cámaras de inspección

Las cámaras de inspección son las estructuras que permitirán inspeccionar y hacer el mantenimiento de las tuberías colectoras o red pública. Su construcción se deberá a los siguientes casos:

- Al inicio o arranque de la tubería colector.
- Cambio de dirección o cambios fuertes de pendiente.
- Cambio de diámetro de la tubería colector.

- En lugares donde sea necesario la inspección o mantenimiento del mismo.

Según el RNE OS 070, las cámaras de inspección pueden ser:

i. Buzones

Los buzones se construirán cuando los diámetros de los colectores son mayores a 200 mm. La separación de los buzones, tomadas del RNE, será de 100 metros para diámetros de tubería colector de 250 a 300 mm y 150 metros para diámetros mayores. La característica de los buzones se muestra en la tabla N°7.4

TABLA N° 7.4: Características de los buzones

Profundidad (m)	Diámetro de los buzones (m)	Espesor de techos y muros (m)
Menores a 3 m.	1.20	0.20
Mayores a 3 m.	1.50	

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones [41].

ii. Buzonetas

Las Buzonetas estarán ubicadas en el colector principal y se construirán alternativamente a los buzones cuando el diámetro de las tuberías colectores esté en el intervalo de 160 a 200 mm. Las Buzonetas se caracterizan por presentar menor diámetro que el buzón, 0.60 m de diámetro, y tener un espesor de 0.15 m. La separación de las Buzonetas será de 60 metros para diámetros de tubería colector de 160 mm y 80 metros para diámetros de 200 mm. Para el caso del proyecto se proyectará buzonetas para profundidades menores a 1.20 m.

7.1.3.2 Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias son un conjunto de elementos sanitarios que permite recolectar directamente las aguas residuales de la vivienda hasta las cajas de inspección. Dichas estructuras son las Unidades Básicas de Saneamiento – UBS, tuberías y trampas de grasas, las cuales están en la obligación de cada propietario su instalación para que pueda conectarse al ramal condominial. Por tal motivo actualmente Sedapal en conjunto con la población que cuenta con este tipo de servicio, interviene con un equipo de ingeniero y sociólogos en todas las etapas del proyecto de la siguiente forma:

- **Promoción:** Compromisos e interrelaciones entre los facilitadores de Sedapal y la población.
- **Capacitación:** Con el objetivo de generar cambios en aspectos de salud, servicio y medio ambiente.
- **Organización:** Con la finalidad de establecer la estructura requerida para la sostenibilidad de los servicios.

7.1.4 Consideraciones constructivas

Para el diseño del sistema de alcantarillado se debe tener en cuenta también las consideraciones constructivas, las cuales la norma señala los siguientes:

a) Ubicación y recubrimiento

Es importante tener en consideración la ubicación y el recubrimiento, ya que de ello permitirá ubicar en zonas protegidas, de tal forma que se disminuya o elimine la sobrecarga vehicular, obteniendo menores profundidades de excavación y menores costos en la ejecución. La ubicación y recubrimiento según el RNE se muestra en los parámetros de diseño, tabla N°5.15.

b) Correcta instalación

La correcta instalación de los servicios domiciliarios al ramal condominial permitirá fluir a gravedad las aguas servidas, por tal motivo el RNE señala lo siguiente: “En todos los casos, el proyectista tiene la libertad para ubicar la tubería principal, ramales y los elementos que forman parte de la conexión de agua potable y alcantarillado, de forma conveniente, respetando los rangos establecidos y adecuándose a las condiciones del terreno.”

7.1.5 Cálculo hidráulico del colector y emisor

En la tabla N°7.5 se muestra los resultados del diseño hidráulico del colector y emisor.

TABLA N°7.5: Hoja de cálculo del colector y emisor
 Diseño del sistema de agua y desagüe de la Comunidad Nativa de Matereni, Junín
 Alcantarillad Condominial

n = 0.013

Cámara		Longitud L	CAUDALES										DISEÑO																
De	Hasta		Número de lotes		Agua servida doméstica		Conexiones erradas		Infiltración		Caudal de diseño		Cota de terreno		Altura de cámara		Cota de fondo de cámara		Desnivel de fondo de cámara	Pendiente		Diámetro calculado	Diámetro adoptado		Velocidad real V	Radio hidráulico R	Esfuerzo cortante τ	Tirante real d	
			Parcial NL	Acumulado NL	Caudal Unitario	Parcial qu*NL	Acumulado qu*NL	Parcial Qe	Acumulado Qe	Parcial Qi	Acumulado Qi	Calculado	Adoptado	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba		A. Abajo	Terreno		Adoptada	Nominal					Interno
N°	N°	m	Und.	Und.	L/(s.Und)	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	msnm	msnm	m	m	msnm	msnm	m	%	%	mm	mm	mm	m/s	m	N/m2	m
1	2	55.13	7	7	0.015	0.105	0.105	0.0105	0.0105	0.050	0.050	0.165	1.500	711.00	708.50	0.90	0.90	710.10	707.60	2.50	4.53	4.53	47.362	160	153.6	0.813	0.0163	7.23	0.026
2	3	39.91	0	7	0.015	0.000	0.105	0.0000	0.0105	0.036	0.086	0.201	1.500	708.50	706.50	0.90	0.90	707.60	705.60	2.00	5.01	5.01	46.483	160	153.6	0.844	0.0159	7.84	0.026
3	4	70.54	0	7	0.015	0.000	0.105	0.0000	0.0105	0.063	0.149	0.265	1.500	706.50	703.00	0.90	0.90	705.60	702.10	3.50	4.96	4.96	46.570	160	153.6	0.841	0.0160	7.77	0.026
13	4	60.00	8	8	0.015	0.120	0.120	0.0120	0.0120	0.054	0.054	0.186	1.500	702.10	703.00	0.90	2.20	701.20	700.80	0.40	-1.50	0.67	67.850	160	153.6	0.399	0.0236	1.54	0.040
4	5	68.06	0	15	0.015	0.000	0.225	0.0000	0.0225	0.061	0.264	0.512	1.500	703.00	698.90	2.20	0.90	700.80	698.00	2.80	6.02	4.11	48.235	160	153.6	0.784	0.0166	6.69	0.027
5	6	60.00	8	23	0.015	0.120	0.345	0.0120	0.0345	0.054	0.318	0.698	1.500	698.90	696.70	0.90	0.90	698.00	695.80	2.20	3.67	3.67	49.287	160	153.6	0.752	0.0170	6.10	0.027
14	15	44.10	5	5	0.015	0.075	0.075	0.0075	0.0075	0.040	0.040	0.122	1.500	699.90	698.80	0.90	0.90	699.00	697.90	1.10	2.49	2.49	52.979	160	153.6	0.651	0.0183	4.47	0.030
15	6	53.24	6	11	0.015	0.090	0.165	0.0090	0.0165	0.048	0.088	0.269	1.500	698.80	696.70	0.90	0.90	697.90	695.80	2.10	3.94	3.94	48.617	160	153.6	0.773	0.0167	6.47	0.027
6	7	59.84	7	41	0.015	0.105	0.615	0.0105	0.0615	0.054	0.460	1.136	1.500	696.70	693.90	0.90	0.90	695.80	693.00	2.80	4.68	4.68	47.084	160	153.6	0.823	0.0161	7.41	0.026
7	8	64.79	3	44	0.015	0.045	0.660	0.0045	0.0660	0.058	0.518	1.244	1.500	693.90	690.50	0.90	0.90	693.00	689.60	3.40	5.25	5.25	46.083	160	153.6	0.859	0.0158	8.13	0.025
8	9	57.46	5	49	0.015	0.075	0.735	0.0075	0.0735	0.052	0.570	1.378	1.500	690.50	689.30	0.90	0.90	689.60	688.40	1.20	2.09	2.09	54.773	160	153.6	0.599	0.0185	3.78	0.030
9	10	55.44	0	49	0.015	0.000	0.735	0.0000	0.0735	0.050	0.620	1.428	1.500	689.30	689.50	0.90	1.50	688.40	688.00	0.40	-0.36	0.72	66.852	160	153.6	0.410	0.0232	1.64	0.039
10	11	55.44	0	49	0.015	0.000	0.735	0.0000	0.0735	0.050	0.670	1.478	1.500	689.50	690.00	1.50	2.40	688.00	687.60	0.40	-0.90	0.72	66.852	160	153.6	0.410	0.0232	1.64	0.039
11	12	52.58	6	55	0.015	0.090	0.825	0.0090	0.0825	0.047	0.717	1.624	1.624	690.00	690.00	2.40	2.80	687.60	687.20	0.40	0.00	0.76	68.199	160	153.6	0.429	0.0237	1.77	0.040
16	17	63.42	16	16	0.015	0.240	0.240	0.0240	0.0240	0.057	0.057	0.321	1.500	692.90	691.40	0.90	0.90	692.00	690.50	1.50	2.37	2.37	53.510	160	153.6	0.638	0.0185	4.29	0.030
17	18	49.14	0	16	0.015	0.000	0.240	0.0000	0.0240	0.044	0.101	0.365	1.500	691.40	690.00	0.90	0.90	690.50	689.10	1.40	2.85	2.85	51.675	160	153.6	0.684	0.0178	4.98	0.029
18	19	37.81	17	33	0.015	0.255	0.495	0.0255	0.0495	0.034	0.135	0.680	1.500	690.00	688.50	0.90	0.90	689.10	687.60	1.50	3.97	3.97	48.564	160	153.6	0.774	0.0167	6.50	0.027
24	25	45.31	5	5	0.015	0.075	0.075	0.0075	0.0075	0.041	0.041	0.123	1.500	693.00	692.00	0.90	0.90	692.10	691.10	1.00	2.21	2.21	54.209	160	153.6	0.616	0.0185	4.00	0.030
25	26	37.67	2	7	0.015	0.030	0.105	0.0030	0.0105	0.034	0.075	0.190	1.500	692.00	691.00	0.90	0.90	691.10	690.10	1.00	2.65	2.65	52.364	160	153.6	0.666	0.0181	4.70	0.029
26	27	54.53	8	15	0.015	0.120	0.225	0.0120	0.0225	0.049	0.124	0.371	1.500	691.00	690.00	0.90	0.90	690.10	689.10	1.00	1.83	1.83	56.125	160	153.6	0.561	0.0185	3.32	0.030
30	27	23.87	21	21	0.015	0.315	0.315	0.0315	0.0315	0.021	0.021	0.368	1.500	689.50	690.00	0.90	1.60	688.60	688.40	0.20	-2.09	0.84	65.004	160	153.6	0.434	0.0226	1.86	0.038
27	28	40.72	6	42	0.015	0.090	0.630	0.0090	0.0630	0.037	0.182	0.875	1.500	690.00	689.70	1.60	1.50	688.40	688.20	0.20	0.74	0.49	71.850	160	153.6	0.357	0.0251	1.21	0.043
28	29	33.94	3	45	0.015	0.045	0.675	0.0045	0.0675	0.031	0.212	0.955	1.500	689.70	689.00	1.50	1.00	688.20	688.00	0.20	2.06	0.59	69.438	160	153.6	0.384	0.0242	1.40	0.042
29	19	38.48	0	45	0.015	0.000	0.675	0.0000	0.0675	0.035	0.247	0.990	1.500	689.00	688.50	1.00	0.90	688.00	687.60	0.40	1.30	1.04	62.428	160	153.6	0.465	0.0213	2.17	0.036
19	20	40.00	0	78	0.015	0.000	1.170	0.0000	0.1170	0.036	0.418	1.705	1.705	688.50	689.30	0.90	1.90	687.60	687.40	0.20	-2.00	0.50	75.141	160	153.6	0.371	0.0262	1.29	0.046
20	21	41.51	6	84	0.015	0.090	1.260	0.0090	0.1260	0.037	0.456	1.842	1.842	689.30	690.00	1.90	2.80	687.40	687.20	0.20	-1.69	0.48	77.879	160	153.6	0.373	0.0270	1.28	0.047
21	22	60.00	0	84	0.015	0.000	1.260	0.0000	0.1260	0.054	0.510	1.896	1.896	690.00	688.50	2.80	1.60	687.20	686.90	0.30	2.50	0.50	78.183	160	153.6	0.380	0.0270	1.33	0.047
22	23	37.36	8	92	0.015	0.120	1.380	0.0120	0.1380	0.034	0.543	2.061	2.061	688.50	689.20	1.60	2.50	686.90	686.70	0.20	-1.87	0.54	79.651	160	153.6	0.402	0.0277	1.45	0.049
23	12	50.69	4	96	0.015	0.060	1.440	0.0060	0.1440	0.046	0.589	2.173	2.173	689.20	690.00	2.50	3.60	686.70	686.40	0.30	-1.58	0.59	79.728	160	153.6	0.423	0.0277	1.61	0.049
12	31	50.61	0	151	0.015	0.000	2.265	0.0000	0.2265	0.046	1.351	3.843	3.843	690.00	689.00	3.60	2.80	686.40	686.20	0.20	1.98	0.40	106.500	160	153.6	0.429	0.0376	1.46	0.074
31	32	59.90	4	155	0.015	0.060	2.325	0.0060	0.2325	0.054	1.405	3.963	3.963	689.00	685.00	2.80	0.90	686.20	684.10	2.10	6.68	3.51	71.549	160	153.6	0.952	0.0250	8.59	0.043
32	33	30.89	0	155	0.015	0.000	2.325	0.0000	0.2325	0.028	1.433	3.991	3.991	685.00	683.00	0.90	0.90	684.10	682.10	2.00	6.47	6.47	63.942	160	153.6	1.160	0.0213	13.51	0.036
33	34	59.26	0	155	0.015	0.000	2.325	0.0000	0.2325	0.053	1.486	4.044	4.044	683.00	682.00	0.90	0.90	682.10	681.10	1.00	1.69	1.69	82.689	160	153.6	0.734	0.0287	4.75	0.051
34	35	58.95	0	155	0.015	0.000	2.325	0.0000	0.2325	0.053	1.540	4.097	4.097	682.00	683.50	0.90	2.60	681.10	680.90	0.20	-2.54	0.34	112.253	160	153.6	0.414	0.0396	1.32	0.080
35	36	58.99	0	155	0.015	0.000	2.325	0.0000	0.2325	0.053	1.593	4.150	4.150	683.50	684.00	2.60	3.30	680.90	680.70	0.20	-0.85	0.34	112.811	160	153.6	0.416	0.0397	1.32	0.080
36	37	59.24	0	155	0.015	0.000	2.325	0.0000	0.2325	0.053	1.646	4.203	4.203	684.00	684.00	3.30	3.50	680.70	680.50	0.20	0.00	0.34	113.442	160	153.6	0.417	0.0399	1.32	0.081
37	38	59.70	0	155	0.015	0.000	2.325	0.0000	0.2325	0.054	1.700	4.257	4.257	684.00	683.00	3.50	2.70	680.50	680.30	0.20	1.68	0.34	114.149	160	153.6	0.418	0.0401	1.32	0.082

7.2 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La importancia del diseño de la planta de tratamiento es evitar que las aguas servidas provenientes del uso doméstico, contaminen las aguas del río Chichireni de diversas formas: las materias suspendidas en las aguas servidas sedimentan en el lecho del río evitando el crecimiento de plantas acuáticas, las materias orgánicas se pudren robando el oxígeno al agua de los ríos y produciendo malos olores y sabores, además las materias tóxicas dañan directamente la vida acuática y perjudican gravemente la salud de poblaciones que usan sus aguas río abajo. En este sentido se diseñará la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de aporte doméstico en la comunidad, el cual se denominará por sus siglas PTAR.

7.2.1 Objetivo de la PTAR

El objetivo de la PTAR de la Comunidad Nativa de Matereni es disminuir la carga presente en las aguas servidas y cumplir con los “Límites Máximos para los efluentes de Plantas de Tratamientos de Aguas Residuales Domésticas o Municipales” del Decreto Supremo 003-2010-MINAM [25] para los parámetros de DBO y Coliformes Fecales. La tabla N°7.5 muestra los límites máximos permitidos:

TABLA N° 7.5: Límites máximos permitidos para efluentes de PTAR

Parámetro	Unidad	Límite máximo permitido
Coliformes Termotolerantes	NMP/100mL	10,000
DBO	mg/L	100

Fuente: Decreto Supremo 003-2010-MINAM [25].

Además las características del cuerpo receptor, cuyas aguas son producto de la mezcla de las aguas residuales con las aguas del río Chichireni, deberá cumplir con los “Estándares de Calidad Ambiental para el agua – ECA” del Decreto supremo 015-2015-MINAM [26]. Sin embargo, las aguas del Río Chichireni actualmente superan los límites máximos permitidos de Coliformes totales, por lo que en el análisis del cuerpo receptor del diseño no se tomará en cuenta este parámetro.

La tabla N°7.6 muestra los límites máximos para la categoría 3-D1: Riego de cultivos de tallo alto y bajo, por ser la zona un sector agrícola:

TABLA N° 7.6: Límites máximos para el cuerpo receptor, Categoría 3-D1.

Parámetro	Unidad	Límite máximo permitido	Valor del Río Chichireni
Coliformes Totales	NMP/100mL	1,000	7900
DBO	mg/L	15	< 2

Fuente: Decreto Supremo 015-2015-MINAM [26].

7.2.2 Procesos de tratamiento de las aguas servidas

Los procesos de tratamiento de las aguas servidas de la PTAR se clasificarán en los siguientes:

- Tratamiento Primario
- Tratamiento Secundario

7.2.2.1 Tratamiento Primario

El tratamiento primario está conformado por un conjunto estructuras que permitirá remover los materiales suspendidos (sólidos gruesos, arenas y grasas) de las aguas servidas y poder regular y medir los caudales entrantes al sistema.

Los procesos que se dan en el tratamiento primario se muestran en la figura N°7.1:

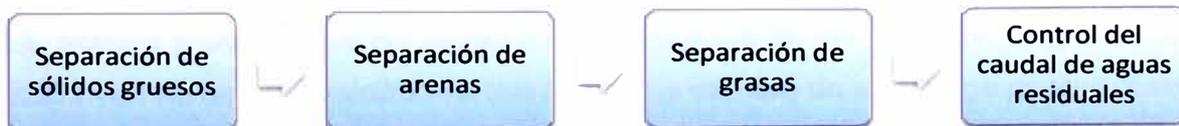


FIGURA N° 7.1: Procesos en el tratamiento primario

a) Separación de sólidos gruesos

Es el primer proceso en el tratamiento primario, el cual consiste en separar los sólidos grandes de las aguas servidas a través de una cámara de rejillas y luego de forma manual retirar los sólidos retenidos. El RNE señala que las cámaras de rejillas deben contemplar los siguientes parámetros:

- Para instalaciones pequeñas puede utilizarse un canal con rejillas con by pass para el caso de emergencia o mantenimiento.
- Barras de sección rectangular de 5mm a 15 mm de espesor.

- Espaciamiento entre barras será de 20 y 50 mm.
- La velocidad en el canal antes de las barras debe ser: 0.30 a 0.60 m/s.
- Velocidad a través de las barras: 0.60 a 0.75 m/s.
- El ángulo de inclinación de las barras de limpieza manual debe estar entre 45 a 60 grados con respecto a la horizontal.

b) Separación de arenas

La separación de arenas en el proceso es importante para evitar daños de erosión a las estructuras. La separación será a través de un desarenador de limpieza manual. El reglamento señala que en los desarenadores se debe proveer dos unidades de operación alterna como mínimo.

c) Control de caudal de aguas residuales

El control y medición del caudal de las aguas residuales se hará a través de un medidor de régimen crítico tipo Parshall. Según el RNE señala que el medidor de caudal debe incluir un pozo de registro para la instalación del equipo. Además los medidores deben comprobarse y calibrarse para el caudal mínimo, promedio y máximo.

d) Separación de grasas

Los aceites y grasas que no llegan a ser separados en las trampas de grasas de cada vivienda serán eliminados a través de una cámara de trampa de grasas. Esta estructura será de concreto armado con un tiempo de retención mayor a 5 minutos y la velocidad horizontal de ingreso deberá mantenerse entre los 50 y 250 mm/s, con la finalidad de evitar la deposición de partículas en el fondo, diseñado para el caudal máximo horario.

7.2.2.2 Tratamiento Secundario

El tratamiento secundario tiene la finalidad de remover y estabilizar las materias putrescibles que se encuentran en estado coloidal en las aguas servidas. Para la PTAR de Matereni se realizará a través de lagunas de estabilización por sus ventajas de ser simples y confiables, bajo costo y buena remoción de patógenos. Además por su ubicación en zona tropical, presencia de luz solar y algas, permite que las lagunas de estabilización tenga un buen funcionamiento.

Las lagunas de estabilización es un sistema natural de tratamiento de aguas residuales, la cual permite estabilizar la materia orgánica y reducir la presencia de bacterias y patógenos. El funcionamiento de las lagunas se debe gracias a la presencia de bacterias y algas, cuya fuente de energía es el sol. Esta energía es aprovechada por las algas para desarrollar el proceso de fotosíntesis y utilizar los desechos orgánicos parcialmente fermentados, principalmente el dióxido de carbono, y producir más células de algas y liberar oxígeno, la cual es aprovechada por las actividades bacterianas.

De acuerdo a la naturaleza de la actividad biológica en que se desarrolla, las lagunas de estabilización pueden clasificarse en: Lagunas anaeróbicas, lagunas facultativas y lagunas de maduración o aireadas.

a) Lagunas anaeróbicas

Las lagunas anaeróbicas son conocidas por desarrollarse en ausencia de oxígenos y algas. Las características de las lagunas anaeróbicas son las siguientes:

- Su principal función es remover el DBO. Su mantenimiento es más costoso ya que se caracteriza por acumular grandes cantidades de lodos periódicamente.
- Suelen emplearse generalmente como primera unidad, lagunas primarias, de un sistema de tratamiento y cuando la disponibilidad de terreno es limitada.
- Permiten recibir gran concentración de cargas volumétricas, el RNE señala que debe estar en el rango de 100 a 300 gDBO/m³.d
- Son de mayores profundidades 2.5 a 5 metros, cuya característica permite reducir las dimensiones.
- Por producir malos olores (H₂S) es necesario retirarlas lo más alejado de la población 500 a 1000 metros.

b) Lagunas facultativas

Las lagunas facultativas son conocidas por tener una zona aeróbica en la capa superior, en la cual se desarrolla la actividad de las algas y de las bacterias; y una zona anaeróbica en la capa inferior, donde se desarrolla procesos de digestión

anaeróbica y de sedimentación. Las características de las lagunas facultativas son las siguientes:

- Su principal función es remover el DBO bajo condiciones aeróbicas, también contribuye con la eliminación de patógenos.
- Permiten recibir concentraciones moderada de carga. Generalmente en el rango de 100 a 400 Kg/ha.d.
- Son de profundidades medianas de 1.5 a 2 metros; además, para evitar el crecimiento de las algas el RNE señala que las profundidades debe ser mayor a 1.5 metros.
- El RNE señala que para el caso de la temperatura de diseño donde no haya ningún dato, se usará la temperatura promedio del aire del mes más frío.
- Generalmente no producen malos olores, por lo que la distancia al pueblo puede estar entre 100 a 300 metros.

c) Lagunas de maduración o aireadas.

Las lagunas de maduración son conocidas por desarrollarse en presencia de oxígeno en todo su estrato. Las características de las lagunas de maduración son las siguientes:

- Su principal función es eliminar los organismos patógenos (la eliminación de Coliformes y virus pueden alcanzar a 3 a 4 log). Sin embargo también permite disminuir la cantidad de DBO en porcentajes menores (10 a 25%) presentes en las aguas servidas. Sirve como un factor de seguridad si las lagunas primarias tuvieran problemas en su funcionamiento.
- Generalmente son usadas como lagunas secundarias o terciarias para la eliminación de los patógenos como proceso final.
- Reciben concentraciones mínimas de carga.
- Son de profundidades bajas de 1 a 1.5 metros.
- El tiempo de retención se recomienda que sea de 3 a 5 días, para permitir la multiplicación de algas. Siendo 3 días para climas calientes y 5 días para climas templados.

De acuerdo a las condiciones mencionadas de los tipos de lagunas de estabilización, el tratamiento secundario para la PTAR de Matereni será a través de lagunas facultativas.

7.2.2.3 Estructura complementario

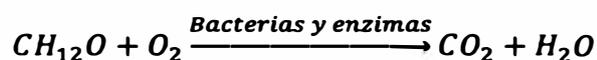
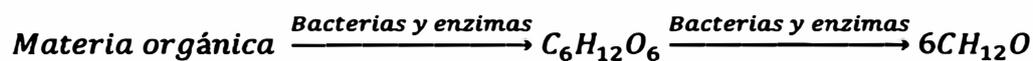
Las aguas residuales tratadas saldrán de la PTAR y pasarán a descargar al río Chichireni a través de un canal de sección rectangular.

7.2.3 Consideraciones de diseño

Para el diseño de la PTAR se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

7.2.3.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno – DBO

La materia orgánica presente en las aguas residuales llega a estabilizarse en presencia de oxígeno, logrando evitar la presencia de malos olores ni ocasionando molestias. La estabilización se llega debido a la acción de las bacterias y enzimas que usan el oxígeno para desdoblar la materia orgánica en moléculas de $C_6H_{12}O_6$ (glucosa) y $CH_{12}O$ de acuerdo a la siguiente reacción:



La Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) se define como la cantidad de oxígeno (O_2) que se necesita para transformar la molécula $CH_{12}O$ en dióxido de carbono y agua, durante 5 días a $20^\circ C$.

7.2.3.2 Parámetros de diseño

Los datos necesarios para el diseño de la PTAR son las siguientes:

- Población : 970 habitantes
- Caudal de diseño : corresponde al caudal de diseño que llega al emisor
= $4.30 \text{ L/s} = 0.0043 \text{ m}^3/\text{s}$
- Temperatura promedio mes más frío : $21^\circ C$

7.2.3.3 Caracterización de las aguas residuales de diseño

La caracterización de las aguas residuales será en base a los parámetros de diseño para DBO y número de Coliformes Fecales. Sin embargo por no contar con un sistema de alcantarillado en la comunidad, el RNE señala que la determinación

de la Demanda Bioquímica de Oxígeno será en base al aporte per cápita de 50 g/(hab.d).

La carga orgánica (C) para la población futura de 970 habitantes es:

$$C = 50 \text{ (g/hab.d)} * 970 \text{ (hab)} / 1000 = 48.5 \text{ Kg DBO/d}$$

La cantidad de DBO que ingresará a la PTAR en mg/L se determina de la siguiente forma:

$$C = Q_p * DBO * 0.0864 \quad (7-5)$$

Dónde **C**: Carga orgánica en Kg DBO/d, **Q_p**: Caudal promedio de diseño en l/s, **DBO**: Demanda Bioquímica de Oxígeno en mg/L.

Reemplazando se tiene que $DBO = 48.5 / (0.0864 * 4.3) = 130.5 \text{ mg/L}$.

Por la experiencia y proyectos existentes cercanos, el número de Coliformes Fecales (CF) oscila entre 10^7 a 10^8 NMP/100ml. Por lo tanto la caracterización del afluente del proyecto se tomará como **DBO = 130.5 mg/L** y como **CF = 10^8 NMP/100 ml**, cuyos valores no cumplen con lo máximo permitido para efluentes de una Planta de tratamiento de aguas residuales [25].

7.2.3.4 Caracterización del cuerpo receptor

Para determinar la mezcla resultante de las aguas residuales provenientes del PTAR y las aguas del río Chichireni, se aplicará un balance de masas expresado de la siguiente forma

$$DBO_{mezcla} = \frac{DBO_{río} \cdot Q_{río} + DBO_{Ar} \cdot Q_{Ar}}{Q_{río} + Q_{Ar}} \quad (\text{mg/l}) \quad (7-6)$$

De acuerdo a las condiciones del río Chichireni y al resultado en laboratorio, se consideró lo siguiente:

- Demanda Bioquímica del Río, $DBO_{río} = 2 \text{ mg/L}$
- Caudal de estiaje del Río Chichireni, $Q_{río} = 5560 \text{ L/s}$
- Demanda Bioquímica de las Aguas Residuales, $DBO_{Ar} = 130.5 \text{ mg/L}$
- Caudal de las Aguas Residuales, $Q_{Ar} = 4.3 \text{ L/s}$

Reemplazando en la ecuación (7-6), se tiene que:

$$DBO_{mezcla} = \frac{2 * 5560 + 130.5 * 4.3}{5560 + 4.3}$$

$$DBO_{mezcla} = 2.09 \text{ mg/L} < 15 \text{ mg/L} (\text{Cumple con el Límite Máximo Permitido [26]})$$

7.2.4 Diseño de la Planta de tratamiento de Aguas Residuales (PTAR)

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales – PTAR contempla las siguientes estructuras:

- Cámara de rejas
- Estructura de alivio
- Desarenador
- Medidor tipo Parshall
- Trampa de grasas
- Laguna facultativa y de maduración.

7.2.4.1 Diseño de la cámara de rejas

La estructura de cámara de rejas es un canal de sección rectangular de concreto armado, cuya rugosidad es 0.013. Su reja será inclinada a 60° y su fierro será de sección rectangular, tendrá como función principal retener los sólidos gruesos flotantes como: plásticos, troncos, papeles, etc. La estructura tendrá un by pass para casos de emergencia o de mantenimiento según la norma, y será techado un sector después de la reja para que se pueda realizar la limpieza manual. Ver plano N°28. Su diseño estará definido para la estructura del canal y las rejas.

a) Diseño del canal de la cámara de rejas

- *Datos Iniciales:*

Tirante de entrada de la tubería	(Yo)	=	0.1 m
Caudal de diseño	(Q)	=	0.0043 m ³ /s
Cota de entrada	(C)	=	680.78 msnm
Longitud del canal	(L)	=	3.7 m
Velocidad en el canal, RNE	(V)	=	0.3 < V < 0.6 m/s
Velocidad recomendada por RNE	(V)	=	0.45 m/s

- **Cálculo:**

El ancho del canal rectangular es:
$$B = \frac{Q}{V * Y_0} = \frac{0.0043}{0.45 * 0.1} = 0.10 \text{ m}$$

Para finalidades constructivas se asumirá un ancho: **B = 0.30 m**

Asumiendo una pendiente: **S = 0.003**

Q = 0.0043 m ³ /s		V = 0.398 m/s
B = 0.30 m	<u>Por la Ec.Manning</u>	A = 0.0108 m ²
S = 0.003		Y = 0.036 m
n = 0.013		

De lo anterior se puede concluir que la velocidad cumple con lo señalado por el RNE.

La cota de salida = Cota de entrada – Longitud*pendiente

La cota de salida = 680.78 – 3.7*0.003 = **680.77 msnm**

b) **Diseño de la reja**

- **Datos Iniciales:**

Área del canal	(A)	=	0.0108 m ²
Caudal de diseño	(Q)	=	0.0043 m ³ /s
Eficiencia	(E)	=	0.60
Velocidad en la reja, RNE	(V)	=	0.6 < V < 0.75 m/s
Espesor de rejillas rectangulares, RNE	(e)	=	5 < e < 15 mm
Separación entre barras, RNE	(a)	=	20 < a < 50 mm
Espesor adoptado	(e)	=	15 mm

- **Cálculo hidráulico de la reja:**

El área libre está dado por:
$$A_L = E * A$$

Dónde: **A_L**: Es el área de paso a través de las rejillas en m², **E**: eficiencia, **A**: área del canal antes de la reja en m².

Reemplazando se tiene:
$$A_L = 0.60 * 0.0108 = 0.0065 \text{ m}^2$$

La velocidad a través de las rejillas :
$$V_R = \frac{Q}{A_L}$$

Reemplazando se tiene:
$$V_R = \frac{0.0043}{0.0065} = 0.66 \text{ m/s}$$

Por lo tanto la velocidad cumple con el RNE: $0.6 < V < 0.75 \text{ m/s}$

- *Dimensionamiento de la reja:*

El número de barras está dado por:
$$N = \frac{B}{a + e}$$

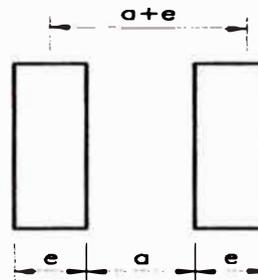
Dónde: **B**: Es el ancho del canal en metros, **a**: es la separación entre barras, **e**: es el espesor de las barras.

La eficiencia está dada por:

$$\varepsilon = \frac{a}{a + e}$$

Despejando "a" se tiene:

$$a = \frac{e\varepsilon}{1 - \varepsilon}$$



Reemplazando se tiene que:
$$a = \frac{15 * 0.60}{1 - 0.60} = 22.5 \text{ mm}$$

Se puede observar que la separación cumple con el RNE: $20 < a < 50 \text{ mm}$

El número de barras es:
$$N = \frac{0.30}{0.0225 + .015} = 8 \text{ barras}$$

7.2.4.2 Diseño del canal de ingreso y la estructura de alivio

Las aguas servidas, separados de los sólidos gruesos a través de las rejillas, pasarán a un canal de ingreso de concreto armado y de sección rectangular. En dicho canal se ubicará un vertedero lateral de cresta ancha que permitirá evacuar el agua hacia el río Chichireni en épocas de lluvia. Ver plano N°28.

- *Datos iniciales:*

Tirante de entrada de la tubería	(Yo)	=	0.05 m
Caudal de diseño	(Q)	=	0.0043 m³/s
Cota de entrada	(C)	=	680.769 msnm

Longitud del canal	(L)	=	2 m
Velocidad en el canal	(V)	=	0.6 < V < 3.0 m/s
Velocidad mínima asumida	(V)	=	0.6 m/s
Ancho del vertedero	(b)	=	1 m

- *Cálculo del canal de ingreso:*

El ancho del canal rectangular es:
$$B = \frac{Q}{V * Y_0} = \frac{0.0043}{0.60 * 0.05} = 0.14 \text{ m}$$

Asumiendo el mismo ancho del canal de las rejillas: **B = 0.30 m**

Asumiendo una pendiente: **S = 0.015**

Q = 0.0043 m ³ /s		V = 0.666 m/s
B = 0.30 m	<u>Por la Ec.Manning</u>	A = 0.0065 m ²
S = 0.015	→	Y = 0.022 m
n = 0.013		

De lo anterior se observa que la velocidad cumple: $0.6 < V < 3.0 \text{ m/s}$

La cota de salida = Cota de entrada – Longitud*pendiente

La cota de salida = 680.77 – 2.0*0.015 = **680.74 msnm**

- *Cálculo del vertedero lateral:*

Considerando un vertedero de pared delgada, cuyo ancho y altura del vertedero optado es un 1 m y 0.10 m respectivamente. Reemplazando en la ecuación (6-3) se tiene:

$$Q = 0.0043 = \left(0.598 + 0.0897 \frac{H}{0.10}\right) * \frac{2}{3} * 1.0 * H^{3/2}$$

Resolviendo se tiene que la carga sobre el vertedero → $H \approx 5.16 \text{ cm}$

7.2.4.3 Diseño del desarenador

El desarenador es una estructura de concreto armado que tendrá 2 unidades de limpieza para temas de limpieza y mantenimiento. Su objetivo es retener las arenas, metales y gravas menores a una pulgada.

El diseño del desarenador se muestra en el plano N°29.

- **Datos iniciales**

Caudal de diseño	(Q)	=	0.0043 m ³ /s
Peso específico relativo	(P)	=	2.65
Diámetro de la partícula	(φ)	=	0.025 cm
Viscosidad Cinemática (20°C)	(ν)	=	1.007x10 ⁻² cm ² /seg.
Grado del desarenador	(n)	=	Desarenador bueno (n =3)
Porcentaje de Remoción		=	87.5%
Profundidad adoptada	(P)	=	0.35
Borde libre	(BL)	=	0.35 m

De acuerdo a las consideraciones del diseño hidráulico del desarenador que se muestran en el anexo B, se realizará los siguientes pasos:

- **Paso 01: Determinación de la velocidad vertical (V_v)**

De acuerdo a la expresión del número de Reynolds se tiene:

$$Re = \frac{V_v \phi}{\nu} \rightarrow Re = \frac{V_v * 0.025}{1.007 * 10^{-2}} \rightarrow Re = 2.4826 * V_v$$

El Número de Reynolds para un diámetro partícula de 0.025 cm, según la tabla B.5 del anexo B, interpolando corresponde a Re = 7. Reemplazando:

$$7 = 2.4826 * V_v \rightarrow V_v = 2.819 \text{ cm/s} \rightarrow V_v = 28.19 \text{ mm/s}$$

- **Paso 02: Determinación del Periodo teórico de sedimentación (t)**

De acuerdo al a ecuación (B-9) del anexo, el periodo teórico para que la partícula sedimento se determina de la siguiente forma:

$$t = \frac{P}{V_v} \rightarrow t = \frac{650}{28.19} \rightarrow t = 23.06 \text{ seg}$$

- **Paso 03: Determinación del periodo de retención (P_r)**

De acuerdo a la tabla N°B.6 del anexo, el coeficiente de Hazen (Pr/t) para un desarenador bueno (n = 3) y un porcentaje de remoción de 78.5% corresponde a 2.75. Despejando el periodo de retención se tiene:

$$\frac{P_r}{t} = 2.75 \rightarrow P_r = 2.75 * t \rightarrow P_r = 2.75 * 23.06 \rightarrow P_r = 63.42 \approx 63 \text{ seg}$$

- **Paso 04: Determinación Volumen del desarenador (V_d)**

De acuerdo al a ecuación (B-10) del anexo, el volumen del desarenador se determina de la siguiente forma:

$$V_d = P_r * Q \rightarrow V_d = 63 * 0.0043 \rightarrow V_d = 0.27 \text{ m}^3$$

- **Paso 05: Determinación del Área superficial (A_s)**

El área superficial del desarenador se determina de la siguiente forma:

$$A_s = \frac{V_d}{P} \rightarrow A_s = \frac{0.27}{0.35} \rightarrow A_s = 0.771 \text{ m}^2$$

- **Paso 06: Dimensionamiento del desarenador**

El área superficial del desarenador es el resultado de la multiplicación del largo (L) y ancho (a) del desarenador:

$$A_s = L * a$$

Asumiendo un ancho (a) igual 0.30 m:

$$A_s = L * 0.30 \rightarrow L = \frac{A_s}{0.30} = \frac{0.771}{0.30} \rightarrow L = 2.57 \text{ m}$$

$$\therefore L = 2.57 \text{ m} \quad a = 0.30 \text{ m} \quad P = 0.35 \text{ m}$$

- **Paso 07: Determinación del Área transversal (A_t)**

El área de sección transversal es el producto del ancho y profundidad del desarenador:

$$A_t = a * P = 0.3 * 0.35 = 0.105 \text{ m}^2$$

- **Paso 08: Determinación de la Velocidad horizontal (V_h)**

El área de sección transversal es el producto del ancho y profundidad del desarenador:

$$V_h = \frac{Q}{A_t} = \frac{0.0043}{0.105} = 0.0409 \text{ m/s} \rightarrow V_h = 2.454 \text{ m/min}$$

• Paso 09: Verificación

Verificando para condiciones de operación según la ecuación (B-11) del anexo:

$$\frac{\text{Largo (L)}}{\text{Ancho (a)}} = \frac{2.57}{.30} = 8.57 \geq (5 - 30) \quad \text{"Cumple"}$$

$$\frac{\text{Largo (L)}}{\text{Profundidad (h)}} = \frac{2.57}{0.35} = 7.34 \geq (7 - 30) \quad \text{"Cumple"}$$

$$\text{Velocidad horizontal (V}_h\text{)} = 2.454 \text{ m/min} \leq 10 \text{ m/min} \quad \text{"Cumple"}$$

7.2.4.4 Diseño del medidor de régimen crítico tipo Parshall

El RNE señala que toda planta de tratamiento de aguas servidas debe tener un medidor de caudal y que la velocidad deberá comprobarse para caudal máximo, promedio y mínimo. Por tal motivo, el proyecto contemplará la instalación de un medidor de régimen crítico tipo Parshall, cuyo diseño se basó en los dimensionamientos estándares de la Norma Técnica CETESB E2.150 de Brasil según el caudal máximo y mínimo del flujo. Dichos parámetros se muestran en la figura N°7.2.

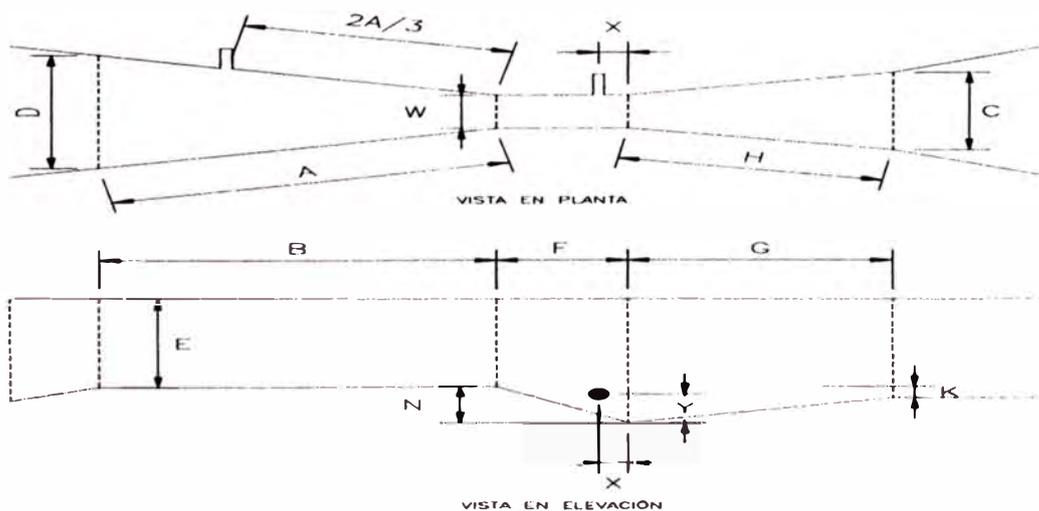


FIGURA N° 7.2: DETALLE GEOMÉTRICO DEL MEDIDOR TIPO PARSHALL

Fuente: Elaboración propia

El caudal de diseño es de 4.3 l/s y de acuerdo a las dimensiones de la norma CETESBE, para caudales en el intervalo de 0.8 a 53.8 l/s corresponde las siguientes medidas:

A = 0.47 m	B = 0.46 m	C = 0.18 m	D = 0.26 m
E = 0.60 m	F = 0.15 m	G = 0.31 m	H = 0.31 m
K = 0.03 m	N = 0.06 m	X = 0.03 m	Y = 0.04 m
W = 0.08 m			

Los detalles del medidor Parshall se muestran en el plano N°29.

7.2.4.5 Diseño de la trampa de grasas

La planta de tratamiento estará previsto de una trampa de grasas de concreto armado de forma rectangular que funcionará después del medidor tipo Parshall. Su función será de remover las grasas y aceites que se encuentran suspendidas en las aguas residuales. El detalle de la trampa de grasa se muestra en el plano N°30.

Para su diseño se tendrá las siguientes consideraciones tomadas de Steel citado por Diaz [9]:

- Será de limpieza manual.
- Se diseñará para partículas de diámetro mayor o igual a 0.005 cm.
- La longitud de la trampa de grasas será 1.5 veces la longitud teórica calculada. La relación entre la longitud y la profundidad será mayor o igual a 25.
- El tiempo de retención mínimo será de 5 minutos.

a) Datos iniciales

Caudal de diseño	(Q)	= 0.0043 m ³ /s
Peso específico aceite 10°C	(S _{aceite})	= 0.90
Diámetro de aceite	(Ø _{aceite})	= 0.001 cm
Tiempo de retención	(T _R)	= 30 minutos
Longitud de la trampa de grasas	(L _T)	= 1.5*Longitud calculada
Relación de longitud y profundidad	(L _T /P)	= 25
Gravedad	(g)	= 981 cm/s ²

Borde libre de la trampa $(B_L) = 0.35 \text{ m}$

b) Cálculo de la velocidad horizontal

La velocidad de arrastre es: $V_a = 125\sqrt{(1 - S_{aceite})g\phi_{aceite}} \text{ (cm/s)}$

Reemplazando valores: $V_a = 125\sqrt{(1 - 0.9)981 * 0.001} = 39.15 \text{ cm/s}$

La velocidad horizontal es: $V_h = 0.05 * V_a \text{ (cm/s)}$

Reemplazando valores: $V_h = 0.05 * 39.15 = 1.96 \text{ cm/s}$

c) Cálculo de la longitud

La longitud calculada está dado por: $L_{calculada} = V_h * T_R \text{ (cm/s)}$

Reemplazando valores: $L_{calculada} = 1.96 * (30 * 60) = 3528 \text{ cm}$

Longitud de la trampa de grasas es: $L_T = 1.5 * L_{calculada} \text{ (cm)}$

Reemplazando valores: $L_T = 1.5 * 3528 = 5292 \text{ cm}$

Longitud adoptada: $L_T = 5300 \text{ cm}$

d) Cálculo de la profundidad

La relación de la longitud y profundidad es: $P = \frac{L_T}{25} \rightarrow P = \frac{5300}{25} = 212 \text{ (cm)}$

Profundidad adoptada: $P = 215 \text{ cm}$

e) Cálculo del ancho de la trampa

El área transversal es: $A_T = \frac{Q}{V_h} \rightarrow A_T = \frac{0.0043}{0.0196} = 0.2194 \approx 0.22 \text{ m}^2$

El ancho de la trampa es: $B = \frac{A_T}{P} \rightarrow B = \frac{0.22}{2.15} = 0.10 \text{ m}$

Por metodología constructiva el ancho adoptada es: **B = 1.80 m**

7.2.4.6 Diseño de la lagunas de estabilización

Las lagunas de estabilización a diseñar serán los siguientes:

- Laguna Primaria : Laguna Facultativa.
- Laguna Secundaria : Laguna Facultativa

La distribución de las lagunas facultativas se muestra en el plano N°27.

a) **Parámetros de diseño de las lagunas facultativas**

Los diseños de las lagunas se basan generalmente en experiencias acumuladas a través de los años, por lo que el diseño se basará en el RNE y organismos internacionales las cuales precisa los siguientes parámetros:

- *La carga superficial de diseño (C_d):* para lagunas facultativas se determinará con lo mencionado en el RNE:

$$C_d = 250 * (1.05)^{T-20} \quad (\text{Kg DBO}/\text{Ha. día}) \quad (7-7)$$

Dónde: **T:** es la temperatura promedio del mes más frío en °C.

- *El área superficial de la laguna facultativa (A_f):* está dada por la siguiente ecuación:

$$A_f = \frac{C}{C_d} \quad (\text{Ha}) \quad (7-8)$$

Dónde: **C:** Carga orgánica en Kg DBO/día, **C_d :** Carga superficial de diseño en Kg DBO/Ha.día.

- *Tasa de acumulación de lodos (T_{AL}):* el RNE recomienda que la tasa de infiltración sea mayor 0.040 m³/hab/año. Además por recomendación del Ing. Leon Suematsu citado en la tesis de Santillan [44] sugiere valores de 0.10 a 0.20 m³/hab/año.
- *Periodo de Limpieza (P_L):* el RNE recomienda que la limpieza de lodos sea entre periodos de 5 a 10 años.
- *Volumen de Lodos (V_L):* se determina de la siguiente forma:

$$V_L = \text{Población} * T_{AL} * P_L \quad (\text{m}^3) \quad (7-9)$$

Número de Unidades (N): se recomienda que en los diseños debe considerarse como mínimo 2 unidades en paralelo para permitir la operación y mantenimiento.

Área Unitaria (A_U): corresponde a la superficie de cada unidad de tratamiento.

$$A_U = \frac{A_f}{N} \quad (Ha) \quad (7-10)$$

- Caudal Unitaria (Q_U): corresponde al caudal de aporte a cada unidad de tratamiento.

$$Q_U = \frac{Q_{diseño}}{N} \quad (m^3/día) \quad (7-11)$$

- *Relación de Largo y Ancho de las lagunas (L/W)*: el RNE recomienda formas alargadas. Por recomendación del Ing. Leon Suematsu citado en la tesis de Santillan [44] sugiere relaciones de 2 a 3.
- *Pérdidas por infiltración ($Q_{infiltración}$)*: son pérdidas que ocurren por infiltración hacia el suelo, cuyo valor es importante para determinar si requiere la impermeabilización de las lagunas. Su expresión obedece a la ley de Darcy:

$$Q_{infiltración} = KiA \quad (m^3/s) \quad (7-12)$$

Dónde **K**: es la conductividad hidráulica (ver tabla N°7.7) en m/s, **A**: área de la laguna en m², **i**: gradiente hidráulica cuyo valor es $i=(z+e)/e$, **z**: tirante del agua en m, **e**: espesor de la capa impermeabilizante en m.

TABLA N° 7.7: Conductividad hidráulica, según el tipo de suelo

TIPO DE SUELO	CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA K (m/s)
Arcilla	< 10 ⁻⁹
Arcilla arenosa	10 ⁻⁹ a 10 ⁻⁸
Limo	10 ⁻⁸ a 10 ⁻⁷
Turba	10 ⁻⁷ a 10 ⁻⁶
Arena Fina	10 ⁻⁶ a 10 ⁻⁴
Arena Gruesa	10 ⁻⁴ a 10 ⁻³
Arena Gravosa	10 ⁻³ a 10 ⁻²
Grava	> 10 ⁻²

Fuente: Santillán Herrera [44].

- *Tasa neta de mortalidad bacteriana (K_T)*: el RNE expresa de la siguiente forma:

$$K_T = K_{20} * (1.05)^{T-20} \text{ (día}^{-1}\text{)} \quad (7-13)$$

Dónde: K_{20} : Es el coeficiente de mortalidad neto a 20°C, cuyo valor es definido por Ing. Leon Suematsu citado por Santillan [44] igual a 0.6 día⁻¹ para lagunas facultativas primarias, 0.7 a 0.8 día⁻¹ para lagunas facultativas secundarias.

- *Periodo de retención en lagunas (P_R):*

$$P_R = \frac{L * W * z}{Q_U - Q_{infiltración}} \text{ (días)} \quad (7-14)$$

Dónde: L : largo de la laguna en m, W : ancho de la laguna en m, z : tirante de la laguna en m, Caudal de infiltración es en m³/días, Q_U : caudal unitario en m³/días.

- *Periodo de retención corregido (P_{RC}):*

$$P_{RC} = P_R * F_C \text{ (días)} \quad (7-15)$$

Dónde F_C : factor de corrección hidráulica, cuyo valor es recomendado por el Ing. Leon Suematsu citado por Santillan [44] para lagunas primarias:

L/W	Fc
1	0.3
2	0.40 – 0.50
2 - 3	0.50 – 0.60
> 3	0.65

Para lagunas secundarias recomienda que para una relación de 2 a 3, el factor de corrección pueda tomarse un valor de 0.70.

- *Coliformes Fecales del Efluente (CF_e):* de acuerdo al RNE, se utilizará el modelo de flujo disperso tomando en cuenta la simplificación de Thirimurthy en 1969.

$$CF_e = CF_a \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2} \text{ (NMP/100ml)} \quad (7-16)$$

Donde CF_a : es Coliformes fecales del afluente en NMP/100ml, e : es base de logaritmo natural, a : es factor adimensional y se determina de la siguiente forma:

$$a = \sqrt{1 + 4 \cdot K_T \cdot P_{RC} \cdot d} \quad (7-17)$$

Donde d: es número de dispersión y se determina de la siguiente forma:

$$d = \frac{1.158 [P_{RC} (W + 2z)]^{0.489} \cdot W^{1.511}}{(T + 42.50)^{0.734} \cdot (L \cdot z)^{1.489}} \quad (7-18)$$

- Eficiencia de remoción obtenida de DBO ($ER_{Obtenida}$): esta eficiencia puede expresarse en función de la temperatura en el que se desarrolla el proceso. El Ing. Leon Suematsu citado por Santillan [44] recomienda las siguientes eficiencias:

Temperatura (°C)	$ER_{Obtenida}$
15 - 20	40%
20 - 25	50%
> 25	60%

Demanda Bioquímica de oxígeno del efluente (DBO_e): se obtiene de la siguiente expresión:

$$DBO_e = DBO_a \frac{100 - ER_{Obtenida}}{100} \quad (mg/L) \quad (7-19)$$

Donde DBO_a : es la demanda bioquímica de oxígeno del afluente en mg/L

- Carga remanente de DBO (CR_e): Es la carga luego del tratamiento se obtiene de la siguiente expresión:

$$CR_e = C \frac{100 - ER_{Obtenida}}{100} \quad (Kg DBO/día) \quad (7-20)$$

Donde C: carga orgánica en Kg DBO/día.

- Inclinación de talud (Z): Según el RNE S0.09, señala que los taludes interiores para diques será de 1:1.5 a 1:2 y para taludes exteriores de 1:2 a 1:3.
- Altura de lodos (A_L): es la altura de lodo acumulado en las lagunas por consecuencia del funcionamiento, se calcula de la siguiente forma:

$$A_L = \frac{V_{LU}}{(L - z * Z)(W - z * Z)} \quad (m) \quad (7-21)$$

Donde V_{LU} : volumen de lodo por cada unidad en m^3 , z : tirante de la laguna en m, Z : talud de inclinación, L : largo de la laguna en m, W : ancho de la laguna en m.

b) **Diseño de la laguna Facultativa Primaria**

• **Datos iniciales**

Caudal de diseño	(Q)	=	371.52 m ³ /día
Terreno: Arcilla arenoso, en base a los parámetros descritos y al resultado de laboratorio			
Población	(P)	=	970 habitantes
Carga orgánica	(C)	=	48.5 Kg DBO/día
Demanda Bioquímica de Oxígeno afluente	(DBO _a)	=	130.5 mg/L
Número de Coliformes Fecales del afluente	(CF _a)	=	10 ⁷ NMP/100ml
Temperatura promedio del mes más frío	(T)	=	21 °C
Eficiencia de remoción obtenida de DBO	(ER _{Obtenida})	=	50 %
Tasa de acumulación de lodos	(T _{AL})	=	0.10 m ³ /hab/año
Periodo de limpieza	(P _L)	=	5.00 años
Número de unidades (en paralelo)	(N)	=	2.00 unidades
Relación del largo y ancho	(L/W)	=	2 /1
Tirante de la laguna (profundidad)	(z)	=	2.0 m
Conductividad hidráulica (ver tabla N°7.7)	(K)	=	10 ⁻⁸ m/s
Espesor de la capa impermeabilizante	(e)	=	0.50 m
Coficiente de mortalidad Neto	(K ₂₀)	=	0.60 días ⁻¹
Factor de corrección hidráulica	(F _C)	=	0.50 (L/W=2)
Talud interior	(Z)	=	1/ 2
Talud exterior	(Z)	=	1/ 3
Borde libre	(B _L)	=	0.5 m

• **Cálculo de la carga superficial (Cd)**

Aplicando la ecuación (7-7): $C_d = 250 * (1.05)^{21-20} = 262.5 \text{ (Kg DBO/Ha. día)}$

• **Área superficial de la laguna facultativa (A_f)**

Aplicando la ecuación (7-8): $A_f = \frac{48.5}{262.5} = 0.1847 \approx 0.185 \text{ Ha}$

• **Volumen de lodos (V_L)**

Aplicando la ecuación (7-9): $V_L = 970 * 0.10 * 5 = 485.00 \text{ m}^3$

- **Área Unitario (A_U)**

Aplicando la ecuación (7-10):
$$A_U = \frac{0.185}{2} = 0.0925 \text{ Ha}$$

- **Caudal Unitario (Q_U)**

Aplicando la ecuación (7-11):
$$Q_U = \frac{371.52}{2} = 185.76 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Dimensionamiento de la laguna facultativa**

De la relación L/W se tiene:
$$L = 2 * W$$

El ancho de la laguna (W) es:
$$A_U = L * W = 2 * W^2 \rightarrow W = \sqrt{\frac{A_U}{2}}$$

Reemplazando valores:
$$W = \sqrt{\frac{925}{2}} = 21.50 \text{ m}$$

Adoptando un ancho (B):
$$W = 30 \text{ m}$$

Largo de la laguna (L):
$$L = 2 * 30 = 60 \text{ m}$$

- **Pérdida por Infiltración ($Q_{\text{Infiltración}}$)**

Aplicando la ecuación (7-12):
$$Q_{\text{Infiltración}} = 10^{-8} \left(\frac{2 + 0.5}{0.5} \right) 30 * 60$$

$$Q_{\text{Infiltración}} = 0.00009 \text{ m}^3/\text{s} = 7.776 \approx 7.78 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Tasa de Mortalidad bacteriana (K_T)**

Aplicando la ecuación (7-13):
$$K_T = 0.60 * (1.05)^{21-20} = 0.63 \text{ día}^{-1}$$

- **Periodo de retención de la laguna (P_R)**

Aplicando la ecuación (7-14):
$$P_R = \frac{60 * 30 * 2}{185.76 - 7.78} = 20.226 \approx 20.2 \text{ días}$$

- **Periodo de retención corregida de la laguna (P_{RC})**

Aplicando la ecuación (7-15):
$$P_{RC} = 20.2 * 0.50 = 10.1 \text{ días}$$

- **Número de dispersión (d)**

Aplicando la ecuación (7-18):
$$d = \frac{1.158[10.1(30 + 2 * 2)]^{0.489} * 30^{1.511}}{(21 + 42.50)^{0.734} * (60 * 2)^{1.489}} = 0.131$$

- **Factor adimensional (a)**

Aplicando la ecuación (7-17):
$$a = \sqrt{1 + 4 * 0.63 * 10.1 * 0.131} = 2.08$$

- **Coliformes fecales en el efluentes (CF_e)**

Aplicando la ecuación (7-16):
$$CF_e = 10^7 \frac{4 * 2.08 * e^{(1-2.08)/(2*0.131)}}{(1 + 2.08)^2}$$

$$CF_e = 1.42 * 10^5 \text{ NMP/100ml} > 10^4, \text{ Excede con los límites máximos permitidos}$$

No cumple con lo máximo permitido para efluentes, "CF < 10 000 NMP/100 ml", según la tabla N°7.5. Por tal motivo será necesario implementar una segunda laguna de tratamiento en serie, la cual trabajará como laguna secundaria.

- **Caudal Unitario del efluente (Q_{UE})**

$$Q_{UE} = Q_U - Q_{\text{infiltración}} = 185.76 - 7.78 = 177.98 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Caudal total del efluente (Q_{ET})**

Es el caudal de salida de las 2 unidades de tratamiento primario

$$Q_{UT} = Q_{UE} * N = 177.98 * 2 = 355.96 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Demanda Bioquímica de Oxígeno del efluente (DBO_e)**

Aplicando la ecuación (7-19):
$$DBO_e = 130.5 \frac{100 - 50}{100} = 65.25 \text{ mg/L} < 100 \text{ mg/L}$$

Cumple con los límites máximos permitidos para efluentes, según la tabla N°7.5

- **Carga remanente del efluente (CRe)**

Aplicando la ecuación (7-20):
$$CRe = 48.5 \frac{100 - 50}{100} = 24.25 \text{ Kg DBO/día}$$

- **Altura de lodos (A_L)**

Aplicando la ecuación (7-21):
$$A_L = \frac{485/2}{(60 - 2 * 2)(30 - 2 * 2)} = 0.1665 \approx 0.17$$

$A_L = 0.17$ m como medida de prevención se tomará $A_L = 0.25$ m

c) **Diseño de la laguna Facultativa secundaria**

- **Datos iniciales**

Los parámetros adoptados en la laguna primaria cumplen con las lagunas secundarias, con excepción de:

- Caudal de diseño: corresponde al caudal total del efluente = 355.96 m³/día.
- La Demanda Bioquímica de Oxígeno y la carga del afluente en la laguna secundaria, corresponde a los valores del efluente de la laguna primaria, cuyos valores son 62.5 mg/L y 24.25 Kg DBO/día respectivamente.
- Los Coliformes fecales del afluente en la laguna secundaria corresponde a los valores del efluente de la laguna primaria = 1.45*10⁵ NMP/100ml.
- Número de unidades: 1 unidad en serie con las anteriores.
- Coeficiente de mortalidad neto $K_{20} = 0.80$ días⁻¹.
- Factor de corrección hidráulico $F_C = 0.70$ (lagunas secundarias).
- Dimensiones de la laguna secundaria será: $W = 25$ m, $L = 50$ m.

- **Pérdida por Infiltración ($Q_{Infiltración}$)**

Aplicando la ecuación (7-12):
$$Q_{Infiltración} = 10^{-8} \left(\frac{2 + 0.5}{0.5} \right) 25 * 50$$

$$Q_{Infiltración} = 0.0000625 \text{ m}^3/\text{s} = 5.4 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Tasa de Mortalidad bacteriana (K_T)**

Aplicando la ecuación (7-13):
$$K_T = 0.80 * (1.05)^{21-20} = 0.84 \text{ día}^{-1}$$

- **Periodo de retención de la laguna (P_R)**

Aplicando la ecuación (7-14):
$$P_R = \frac{50 * 25 * 2}{355.96 - 5.4} = 7.13 \text{ días}$$

- **Periodo de retención corregida de la laguna (P_{RC})**

Aplicando la ecuación (7-15): $P_{RC} = 7.13 * 0.70 = 4.991 \approx 5.0$ días

- **Número de dispersión (d)**

Aplicando la ecuación (7-18): $d = \frac{1.158[5(25 + 2 * 2)]^{0.489} * 25^{1.511}}{(21 + 42.50)^{0.734} * (50 * 2)^{1.489}} = 0.085$

- **Factor adimensional (a)**

Aplicando la ecuación (7-17): $a = \sqrt{1 + 4 * 0.84 * 5.0 * 0.085} = 1.558 \approx 1.56$

- **Coliformes fecales en el efluentes (CF_e)**

Aplicando la ecuación (7-16): $CF_e = 1.45 * 10^5 \frac{4 * 1.56 * e^{(1-1.56)/(2*0.085)}}{(1 + 1.56)^2}$

$CF_e = 5.12 * 10^3$ NMP/100ml < 10^4 , Cumple con los límites máximos permitidos

Cumple con lo máximo permitido para efluentes, "CF < 10 000 NMP/100 ml", según la tabla N°7.5.

- **Caudal Unitario del efluente (Q_{UE})**

Es el caudal de salida de cada unidad de tratamiento

$$Q_{ue} = Q_U - Q_{infiltración} = 355.96 - 5.4 = 350.56 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Demanda Bioquímica de Oxígeno del efluente (DBO_e)**

Aplicando la ecuación (7-19): $DBO_e = 65.25 \frac{100 - 50}{100} = 32.625 \text{ mg/L} < 100 \text{ mg/L}$

Cumple con los límites máximos permitidos para efluentes, según la tabla N°7.5

- **Carga remanente del efluente (CR_e)**

Aplicando la ecuación (7-20): $CR_e = 24.25 \frac{100 - 50}{100} = 12.125 \text{ Kg DBO/día}$

- **Altura de lodos (A_L)**

Aplicando la ecuación (7-21):

$$A_L = \frac{485}{(50 - 2 * 2)(25 - 2 * 2)}$$

$$A_L = 0.50 \text{ m}$$

d) **Evaluación de las condiciones finales del cuerpo receptor**

La Demanda Bioquímica de Oxígeno y el caudal de aguas residuales en la salida del tratamiento secundario son 32.625 mg/L y 350.56 m³/día (4.06 l/s). Además se conoce que DBO_{río} es 2 mg/L, el caudal del río Q_{río} = 5560 l/s.

Reemplazando en la ecuación (7-6), se tiene que la DBO de la mezcla es:

$$DBO_{mezcla} = \frac{2 * 5560 + 32.625 * 4.06}{5560 + 4.06} = 2.022 \frac{mg}{L} < DBO_{permisible} = 15mg/L \text{ OK};$$

CAPITULO VIII: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas estarán conformadas por todas las notas y detalles que se señalan en los planos, así como también lo señalado en las normas:

- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Sistema de construcción de concreto armado ACI 318
- Recomendaciones para medir, mezclar y colocar concreto armado ACI 614-59
- Recomendaciones de la instalación y doblado de acero al ACI 318 y RNE.
- Especificaciones de agregados para concreto ASTM-C-33

8.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para la construcción del proyecto y desarrollo de las especificaciones técnicas se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las especificaciones permitirán describir los principales trabajos de obras civiles en el proyecto. Su contenido en su totalidad detallado se muestra en el anexo C.
- Las partidas desarrolladas tanto para los metrados y presupuestos son de acuerdo al tipo de infraestructura sanitaria y a la “Norma Técnica de metrados y obras de edificación y habilitaciones urbanas” con Resolución Directoral N°073-2010/ Vivienda/ VMCS-DNC [27], y según el tipo de infraestructura.
- El desarrollo de las especificaciones técnicas está de acuerdo al tipo de partida tomando como orden la Norma Técnica de Metrados. Las principales partidas generales considerados en la especificación son:
 - Obras provisionales
 - Trabajos Preliminares
 - Seguridad y salud
 - Movimiento de tierra
 - Tuberías y accesorios
 - Obras de concreto
 - otros
- Las herramientas y/o equipos deben estar debidamente calibrados y en buen estado de tal forma que permitan una correcta ejecución. Estará a cargo del residente el seguimiento respectivo.

8.2 PARTIDAS DE PRIMER ORDEN

De acuerdo a lo señalado en las consideraciones generales, las partidas de primer orden con su respectivo código serán lo siguiente:

01 Obras provisionales

Corresponde a todas las construcciones e instalaciones que son de carácter temporal y serán desarrolladas por el Contratista, para fines de servicio al personal administrativo y obrero, talleres de almacenamiento y cuidado de equipos y materiales. Dichas construcciones son de carácter temporal y no definitivo o integrante de la obra, las partidas a considerar serán:

- 0.1.01 Campamento provisional de obra
- 0.1.02 Cartel de identificación de obra

02 Seguridad y salud

Corresponde a la implementación de un Plan de Seguridad y Salud en el Trabajo (PSST) que todo proyecto debe contemplar en el expediente técnico como requisito indispensable para la adjudicación de contratos. En el RNE G050 establece las principales medidas de seguridad durante la construcción. Las partidas a considerar serán:

- 02.01 Elaboración, implementación y administración del Plan de Seguridad y Salud en el Trabajo.
- 02.02 Equipos de protección y seguridad.
- 02.03 Seguridad en obra (señalización temporal).
- 02.04 Recursos para respuestas ante emergencias en seguridad y salud en obra.
- 02.05 Capacitación en seguridad y salud.

03 Sistema de agua potable

Corresponde a la construcción de todas las infraestructuras del sistema de agua potable. Las partidas a considerar del sistema de agua potable serán:

- 03.01 Sistema de captación tipo Tirolesa
- 03.02 Desarenador

- 03.03 Línea de aducción y conducción
- 03.04 Planta de tratamiento de agua potable
- 03.05 Reservorio
- 03.06 Red de distribución
- 03.07 Conexión domiciliaria
- 03.08 Flete terrestre y de obra
- 03.09 Plan de manejo ambiental y educación sanitaria

Cada infraestructura estará a su vez constituida por las principales partida según sea el caso:

- Trabajos preliminares
- Movimiento de tierra
- Concreto simple
- Concreto armado, otros.

04 Sistema de alcantarillado

Corresponde a la construcción e instalación de todas las infraestructuras del sistema de alcantarillado. Las partidas a considerar del sistema de alcantarillado serán:

- 04.01 Ramales condominiales
- 04.02 Redes colectoras y emisoras
- 04.03 Conexiones de pre domiciliarias

05 Planta de tratamiento de aguas residuales

Corresponde a la construcción e instalación de todas las infraestructuras del sistema de tratamiento primario y secundario de la Planta de tratamiento de aguas residuales. Las partidas a considerar serán:

- 05.01 Trabajos preliminares generales
- 05.02 Sistema de tratamiento primario
- 05.03 Sistema de tratamiento secundario
- 05.04 Cerco perimétrico de la PTAR

CAPITULO IX: METRADOS, COSTOS Y PRESUPUESTOS

Los metrados, costos y presupuestos se desarrollaron en base a las partidas de primer orden mencionadas en los párrafos anteriores. En el anexo F se detalla la relación de metrados, costos y presupuestos de las partidas y sub partidas considerados. Es importante señalar que los costos unitarios considerados en el presupuesto son estimaciones realizadas en base a proyectos existentes cercanas a la Comunidad Nativa de Matereni, siendo necesario ser calculados por el consultor en la elaboración del expediente técnico.

A continuación se muestra un resumen del presupuesto para partidas de primer y segundo orden, en la cual se consideró que el presupuesto del proyecto es la suma del costo directo, gasto general (8%), utilidad (7%), Impuesto general a la venta (18%) y costo por supervisión del 4%.

TABLA N° 9.1: Resumen de presupuesto

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	PARCIAL	%
01	OBRAS PROVISIONALES	15,366.36	0.9
01.01	CAMPAMENTO PROVISIONAL DE OBRA	5,827.00	
01.02	CARTEL DE IDENTIFICACIÓN DE OBRA	2,039.36	
01.03	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE MAQUINARIA	7,500.00	
02	SEGURIDAD EN OBRA	42,857.35	2.6
02.01	ELABORACIÓN, IMPLEMENTACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	2,055.00	
02.02	EQUIPOS DE PROTECCIÓN Y SEGURIDAD	16,370.00	
02.03	SEGURIDAD EN OBRA (SEÑALIZACIÓN TEMPORAL)	18,032.35	
02.04	RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD EN OBRA	5,400.00	
02.05	CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD	1,000.00	
03	SISTEMA DE AGUA POTABLE	687,462.70	41.0
03.01	SISTEMA DE CAPTACIÓN TIPO TIROLESA	7,922.90	
03.02	DESARENADOR	8,513.54	
03.03	LÍNEA DE ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN (Ø63mm)	185,489.86	
03.04	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE - PTAP	135,921.76	

03.05	RESERVORIO	67,003.83	
03.06	RED DE DISTRIBUCIÓN	105,087.02	
03.07	CONEXIÓN DOMICILIARIA	112,229.70	
03.08	FLETE TERRESTRE Y DE OBRA	38,498.49	
03.09	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL Y EDUCACIÓN SANITARIA	26,795.60	
04	SISTEMA DE ALCANTARILLADO	400,880.04	23.9
04.01	RAMALES CONDOMINIALES	227,149.11	
04.02	RED COLECTORAS Y EMISORAS	173,730.93	
05	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES - PTAR	529,617.48	31.6
05.01	TRABAJOS PRELIMINARES GENERALES	13,534.25	
05.02	SISTEMA DE TRATAMIENTO PRIMARIO	30,487.38	
05.03	SISTEMA DE TRATAMIENTO SECUNDARIO	389,391.00	
05.04	CERCO PERIMÉTRICO DEL PTAR	57,706.37	
05.05	FLETE TERRESTRE Y DE OBRA	38,498.49	
	Costo Directo	1,676,183.93	100
	Gastos generales (8%)	134,094.71	
	Utilidad (7%)	117,332.88	
	Sub total	1,927,611.52	
	Impuesto general a la venta - IGV (18%)	346,970.07	
	Costo de obra	2,274,581.60	
	Costo de supervisión (4%)	90,983.26	
	Costo total	S/. 2,365,564.86	

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

En base a los objetivos generales y específicos, y en concordancia con el Reglamento Nacional de Agua y Alcantarillado Condominial, el Reglamento de Sedapal y a los aspectos hidráulicos desarrollados previamente, nos permite establecer las siguientes conclusiones:

- a) Los estudios básicos realizados para la Comunidad Nativa de Matereni ubicada en la región Junín, nos permite indicar que la misma debe contar con un sistema de agua eficiente que le permitirá captar el agua de la Quebrada Matereni, tratarla y conducirla hacia un reservorio para luego ser distribuido a la población. Complementariamente contará con un buen sistema de alcantarillado que permitirá derivar las aguas servidas hacia una planta de tratamiento antes de ser vertidas al río Chichireni.
- b) La fuente para el abastecimiento de agua por su ubicación y calidad, es la Quebrada Matereni. Sin embargo, debido a los estándares exigidos es necesario que las aguas captadas vayan a una Planta de Tratamiento de Agua Potable – PTAP de filtros lentos, con dos unidades de tratamiento.
- c) Las aguas de la Quebrada Matereni son captadas a través de una estructura tipo Tirolesa, debido a su gran ventaja de ofrecer menor resistencia al flujo de agua y porque se adecúa principalmente a ríos y quebradas con pendientes pronunciados. La captación está compuesta por un canal rectangular de ingreso de 2.30 m de longitud, una toma de agua a través de una rejilla metálica y una tubería de derivación DN = 150 mm de hierro dúctil, que se encargará de conducir el agua hacia el desarenador.
- d) Las aguas captadas son transportadas mediante una tubería de conducción hacia una planta de tratamiento y luego a un reservorio de almacenamiento. La tubería de conducción de PVC es enterrada, y tiene una longitud de 3281m. A lo largo del desarrollo de la tubería de conducción hay nueve (09) cruces aéreos sobre quebradas, donde ha sido necesario utilizar tuberías de fierro galvanizado.
- e) El reservorio de almacenamiento es de concreto armado, con una capacidad de 50 m³, su sección es circular con un diámetro 5.50 m y una altura de 2.10 m. Está ubicado a una cota de terreno de 737.00 msnm y

- a una cota piezométrica de 739.10 msnm, que garantiza cargas de presión entre 21.5 m a 40.66 m, superando las presiones mínimas establecidas por el reglamento.
- f) En el sistema de distribución de agua potable de 1990 m, se utilizarán tuberías de PVC con diámetros de 1½" y clase 7.5 Kg/cm² para los circuitos cerrados y diámetros de 1¼" y clase 10 Kg/cm² para los ramales abiertos.
- g) Se ha utilizado el sistema de Alcantarillado Condominial para la red de aguas residuales, caracterizado por ser de rápida ejecución, bajo costo y una continua participación social. El proyecto está constituido de 2006 m de tuberías de PVC en ramales condominiales, 1889 m de tuberías colectores y emisores clase SN2 (rigidez normal 2 KN/m²), 15 buzones y 23 buzonetas de inspección.
- h) Se ha diseñado una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales – PTAR, que consiste en dos procesos: sistema de pre tratamiento y un sistema de tratamiento secundario a través de dos lagunas facultativas primarias en paralelo de 30x60x2.5 m y 30x60x2.5 m respectivamente, y una laguna facultativa secundaria de 25x50x2.5. Las aguas que llegarán a ser vertidas al río Chichireni, cumplen con los límites máximos permitidos del D.S. 003-2010-MINAM.

RECOMENDACIONES

- a) Se deberá tener presente para la elaboración del expediente técnico ampliarse los estudios básicos de geología y geotecnia.
- b) Calcular los análisis de costos unitarios de las partidas y sub partidas considerados en los metrados, debido a que dichos valores tomados en los costos son referenciales en base a otros proyectos existentes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 AROCHA R. SIMON, "Abastecimientos de agua", Primera Edición 1978.
- 2 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI 350-06, "Code Requirements for environmental Engineering Concrete Structures and Commentary", 2006.
- 3 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI 350.3-06, "Seismic Design of Liquid - Containing Concrete Structures and Commentary", 2006.
- 4 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI 318.2-14, "Building Code Requirements for Concrete Thin Shells and Commentary", 2014.
- 5 AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS - ASCE/SEI 7-05, "Minimum Design Loads for Building and other Structures", Virginia 2006.
- 6 AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA, "Manual de criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico", Lima 2010.
- 7 CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE. "Filtración lenta como proceso de desinfección", Lima - Perú.
- 8 CORPORATION CHINA NATIONAL BUILDING MATERIAL - CNBM, "Tuberías de hierro dúctil y conexiones", disponible en: <https://www.ecomexperu.com/CNBM%20Catalogo%20de%20Tuberias%20y%20Conexiones.pdf>
- 9 DÍAZ SOLANO, LUIS F., "Ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable y desagüe de la ciudad de la Unión - Huánuco", tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, Lima, Perú 2007.
- 10 ESPADAS SOLIS, A.; GARCÍA SOSA, J.; CASTILLO BORGES, E. "Redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos: una alternativa para la ciudad de Mérida, Yucatán, México", México 2007.
- 11 FAIR G.M., GEYER J.CH., OKUN D.A. "Water and Wasterwater Removal", Jhon Wiley & Sons, Volumen I y II, 1966.
- 12 FONCODES, MIMDES, MVCS Y PRONASAR, "Parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales", Perú 2004.
- 13 FONDO PERÚ - ALEMANIA, GARCÍA TRISOLINI, E., "Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales", Lima 2009
- 14 IBAÑEZ BURGA C., "Apuntes de clase de Abastecimiento de agua".
- 15 INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO Y METALÚRGICO. "Estudio geológico de los cuadrángulos de Quiteni (24ñ) y Canaire (25ñ), consultado el 30 de marzo del 2017, disponible en: <http://www.calameo.com/read/000820129e429358b165b>
- 16 INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA. "Hogares en vivienda particulares, según el tipo de vivienda que ocupan", consultado el 19 de abril del 2017, disponible en: https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/indices_tematicos/cuadro1.xlsx

- 17 LÓPEZ CUALLA RICARDO, "Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados", Segunda Edición, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Colombia 2003.
- 18 MARAIS G.V.R. "Faecal bacterial kinetics in stabilisation ponds. J. Environ. Eng. Div. ASCE 100(EEI):119-139. 1974.
- 19 MEZA DE LA CRUZ, JORGE LUIS. "Ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable y desagüe de la ciudad de la Unión - Huánuco", Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, Lima, Perú 2010.
- 20 MERLE HENKENIUS. "Como trabaja un sistema séptico", 2012, disponible en: <http://www.eltallerderolando.com/2012/10/29/como-trabaja-el-sistema-septico-noviembre-1990/como-trabaja-el-sistema-septico-noviembre-1990-001-copia/>
- 21 MINISTERIO DE ECONOMÍA Y FINANZAS, "Guía para la formulación de proyectos de inversión exitosos", Primera Edición, Lima 2011.
- 22 MINISTERIO DE ECONOMÍA Y FINANZAS, "Curso de evaluación y formulación del PIP del sector saneamiento", Cusco 2011.
- 23 MINISTERIO DE SALUD, "Manual de procedimientos técnicos en saneamiento", Editorial APRISABAC 1997.
- 24 MINISTERIO DE SALUD, DIGESA, "Reglamento de la Calidad del Agua para consumo humano", Aprobado con DS N°031-2010-SA, Lima 2010.
- 25 MINISTERIO DEL AMBIENTE, "Límite máximo permitido para efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas o municipales", Aprobado con DS N°003-2010-MINAM, Lima 2010.
- 26 MINISTERIO DEL AMBIENTE, "Modificación de los Estándares Nacionales de Calidad Ambiental y disposición complementarias para su aplicación", Aprobado con DS N°015-2015-MINAM, Diario El Peruano, Lima 2015.
- 27 MINISTERIO DE VIVIENDA Y COMUNICACIONES, "Norma técnica de metrados para obras de edificación y habilitaciones urbanas", Aprobado con Resolución Directorial N°073-2010, Lima 2010
- 28 MONROY CONCHA OMAR, BOLAÑOS LUNA ANA, "Espectro de peligro sísmico uniforme", Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil, Escuela de graduados de la Universidad Católica del Perú, Lima, Perú 2004
- 29 NICOLL PERU S.A., "Catálogo y manual técnico - Tubos y accesorios de PVC - U - Sistema a presión", Primera Edición, Lima Perú 2006.
- 30 ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. "Alternativas tecnológicas en agua y saneamiento utilizadas en el ámbito rural del Perú", Lima 2006.
- 31 ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. "Orientaciones sobre agua y saneamiento para zonas rurales", 2008.
- 32 ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. "Criterios básicos para la implementación de sistemas de agua y saneamiento en el ámbito rural y de pequeñas ciudades", Lima 2006.
- 33 ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. "Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores", Lima 2005.
- 34 ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. "Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado", Lima 2006.

- 35 PAVCO, "Ficha técnica de tuberías y conexiones de PVC", disponible en: <http://www.pavco.com.pe/wp-content/uploads/2016/05/AGUA-FRIA.pdf>
- 36 PPG INDUSTRIES BRAND, "Sistema Accu - tab ®, cloración con tabletas", disponible en: https://www.interempresas.net/FeriaVirtual/Catalogos_y_documentos/247498/Municipal_Spanish.pdf.
- 37 PROGRAMA NACIONAL DE SANEAMIENTO RURAL. "Plan de mediano plazo: 2013 - 2016", Primera Edición, Lima 2013.
- 38 PROGRAMA DE AGUA Y SANEAMIENTO. "Manual de diseño y construcción de sistemas condominiales de alcantarillado sanitario - Proyecto El Alto", Bolivia 2001.
- 39 PROGRAMA NACIONAL DE RIEGO DE BOLIVIA, "Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego - Tomas Tirolesa", Segunda Edición, Bolivia 2010.
- 40 REZZA ESPINOZA, RUTH JEANNINA. "Formulación y diseño del Proyecto de Saneamiento Unipampa – Zona 06 - Planta de Tratamiento de agua potable – Proyecto Unipampa", Informe de Suficiencia para optar el título profesional de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, Lima, Perú 2007.
- 41 REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Editorial Megabyte S.A.C. 2016.
- 42 ROCHA FELICES Arturo. "Hidráulica de tuberías y canales", Primera Edición 2007.
- 43 ROTOPLAS. "Manual de instalación y mantenimiento", Cuarta Edición, 2013, disponible en: <http://tanquesysistemas.com/catalogos/Manual%20Instalacion%20Biogestor.pdf>
- 44 SANTILLÁN HERRERA, MIRKO ENRIQUE. "Proyecto de diseño y ampliación de los sistemas de desagüe de la ciudad de Luya y Lamud - Amazonas", Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, Lima, Perú 2001.
- 45 SEDAPAL. "Especificaciones de caja condominial de concreto en sistema de alcantarillado", Enero 2005.
- 46 SEDAPAL. "Guía metodológica para la intervención técnico - social en la elaboración y ejecución de proyectos condominiales de agua potable y alcantarillado", Enero 2005.
- 47 STOCKHOLM INTERNATIONAL WATER INSTITUTE - SIWI. "Trabajando con pueblos indígenas en agua y saneamiento rural: Recomendaciones para un enfoque intercultural", Estocolmo 2014.
- 48 UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL SUR. "Sistemas de tratamiento con lagunas de estabilización", Lima 2017.
- 49 UNIVERSIDAD DE INGENIERÍA TÉCNICA AGRÍCOLA. "Golpe de ariete", consultado en mayo del 2017, disponible en: https://previa.uclm.es/area/ing_rural/trans_hidr/tema10.pdf.
- 50 UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE YUCATÁN. "Redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos: una alternativa para la ciudad de Mérida, Yucatán, México", consultado en 22 de Febrero del 2017, disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=46711107>

ANEXOS