

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE: CIVIL



DISERTACIÓN DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

EVALUACIÓN Y REDISEÑO DE LA CAPTACIÓN, CONDUCCIÓN Y PLANTA DE
TRATAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA PARROQUIA
SARDINAS, CANTÓN EL CHACO, PROVINCIA DE NAPO.

YÉPEZ MEJÍA ESTEBAN MATEO

QUITO, AGOSTO- 2022

Director: Ing. Servando Espín.

Lectores: Ing. Paul Enríquez, Ing. Guillermo Flores.

DEDICATORIA

A mi Padre Herbert, por ser mi mentor, mi guía y mi gran ejemplo a seguir. Es a quién agradezco por ser la persona que soy hoy.

A mi madre Adriana, por su amor incondicional y su infinita paciencia, quién a base de mucho esfuerzo, me permitió terminar mis estudios.

A mi hermana Priscila, por ser mi ejemplo a seguir, por su gran bondad y delicadeza, y por enseñarme con su ejemplo, que los límites te los pones tú mismo.

A mis hermanos Paul y Gabriel, mis profesores de vida, quienes me enseñaron que nunca es tarde para ser feliz y que siempre es posible perseguir tus sueños.

Esteban Mateo Yépez Mejía

AGRADECIMIENTOS

A Dios, porque me protege a pesar de mis debilidades, me ama a pesar de mis defectos, y me da soluciones a pesar de mis obstinaciones.

A mis abuelitos, Antonio y Deifilia, por apoyarme en todo momento. Este logro es una meta más conseguida que sin ustedes amados abuelos, no sería posible.

A mis profesores de la facultad, especialmente al Ing. Servando Espín, quién en todo momento me compartió su tiempo y conocimiento para guiarme a conseguir un trabajo de calidad.

A mis amigos de la universidad, David, Ignacio y a “Los Davilitas”, mis compañeros de viaje, aquí culmina este capítulo de esta gran aventura que nos espera, gracias por haber hecho de los momentos difíciles, una carga más llevadera.

A mis amigos, Ismael, Matías y Nicolás, con los cuales entendí que las verdaderas amistades, trascienden el tiempo.

A mis grandes amigas Belén, Marcela y Mikaela, gracias por siempre ser tan solidarias, sé que con ustedes siempre puedo contar, y de la misma manera, sepan que cuando me necesiten, ahí estaré para ustedes.

Esteban Mateo Yépez Mejía

RESUMEN

En el presente trabajo se desarrolla la evaluación de la captación, la línea de conducción y la planta de tratamiento del sistema de agua potable de la parroquia Sardinas, desde un punto de vista hidráulico y sanitario. Una vez evaluado los componentes del sistema de agua potable previamente mencionados, se evidenció deficiencias dentro de la operación y mantenimiento de los mismos, por lo que se proponen, previo a un diseño hidráulico, estructuras de protección y operación en la obra de toma, un tanque rompe presión en la línea de conducción y se realiza el cálculo de la dosificación de hipoclorito de calcio como agente de cloración para la desinfección del agua.

Palabras Clave: Evaluación, captación, línea de conducción, planta de tratamiento, diseño hidráulico, desinfección.

ABSTRACT

The present work develops the evaluation of the catchment, the conduction line and the treatment plant of the drinking water system of the Sardinias parish, from a hydraulic and sanitary point of view. Once the components of the drinking water system previously mentioned were evaluated, deficiencies in the operation and maintenance of the same were evidenced. Therefore, prior to a hydraulic design, protection and operation structures are proposed in the intake works, a pressure break tank in the conduction line and the calculation of the dosage of calcium hypochlorite as a chlorination agent for water disinfection is carried out.

Key words: Evaluation, catchment, conduction line, treatment plant, hydraulic design, disinfection.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	IV
ABSTRACT	V
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Planteamiento del Problema	1
1.2 Justificación	2
1.3 Objetivo General.....	4
1.4 Objetivos Específicos	4
1.5 Alcance	5
2 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	6
2.1 Calidad del Agua	6
2.1.1 Agua Potable:	6
2.1.2 Parámetros Físicos	6
2.1.2.1 Color Verdadero y Color Aparente del Agua:	7
2.1.2.2 Turbiedad o Turbidez:	7
2.1.2.3 Olor y Sabor:	8
2.1.2.4 Temperatura	8
2.1.2.5 pH.....	8
2.1.3 Parámetros Químicos.....	9
2.1.4 Parámetros Microbiológicos.....	10
2.2 Ecuaciones de la Energía y de la Continuidad	11
2.2.1 Conservación de la Masa.....	11
2.2.1.1 Ecuación de la Continuidad.....	11
2.2.2 Conservación de la Energía	12
2.2.2.1 Ecuación de Bernoulli	13
2.2.2.2 Línea Piezométrica y Línea de Energía.....	14
2.3 Pérdidas de Energía	15
2.3.1 Pérdidas Puntuales (h_m).....	16
2.3.2 Pérdidas Continuas (h_f)	16
2.3.2.1 Ecuación de Darcy-Weisbach	16
2.3.2.2 Ecuación de Hazen-Williams	19
2.3.2.3 Ecuación de Manning.....	20
2.3.3 Pérdida de Carga Total (h_l):.....	21
2.3.4 Ecuación de Energía Total.....	22

2.4	Estructuras de Captación	23
2.4.1	Fuentes de Abastecimiento de Agua	23
2.4.2	Tipos de Captaciones.....	24
2.4.2.1	Captación de Fuentes Pluviales (Aguas Lluvia)	24
2.4.3	Captación de Fuentes Superficiales.....	25
2.4.3.1	Obras de Toma Directa	26
2.4.3.2	Toma directa sumergida	27
2.4.3.3	Presas Derivadoras	28
2.4.3.4	Tomas de Agua por Bombeo.....	29
2.4.4	Captaciones Subterráneas	30
2.4.4.1	Captación de Vertientes	30
2.4.4.1	Galerías Filtrantes	31
2.4.4.2	Pozos Somero o Excavados.....	31
2.4.4.3	Pozos Profundos.....	32
2.5	Líneas de Conducción	33
2.5.1	Caudal de Diseño.....	34
2.6	Plantas de Potabilización	34
2.6.1	Selección de Procesos para el Tratamiento de Agua Potable	37
3	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	40
3.1	Información General.....	40
3.1.1	Clima	41
3.1.2	Hidrología.....	42
3.2	Caracterización Socio-Económica.....	42
3.2.1	Población	42
3.2.2	Densidad demográfica	43
3.2.3	Actividades Económicas.....	44
3.2.4	Vivienda.....	45
3.3	Acceso al Agua Potable	48
3.4	Descripción del Sistema Actual.....	50
3.4.1	Sistema de Captación.....	50
3.4.2	Línea de Conducción	50
3.4.3	Planta de Tratamiento.....	51
3.4.3.1	Aireación	51
3.4.3.2	Filtración	52
3.4.3.3	Desinfección.....	53

3.4.4	Tanque de Reserva.....	53
3.4.5	Red de Distribución.....	54
4	EVALUACIÓN FÍSICA, HIDRÁULICA Y SANITARIA.....	55
4.1	Evaluación de la Obra de Toma	55
4.1.1	Evaluación Física.....	55
4.1.1.1	Datos Generales.....	55
4.1.1.2	Componentes de la Captación	55
4.1.2	Evaluación Hidráulica	62
4.1.2.1	Cuenca Hidrográfica	62
4.1.2.2	Caracterización Geomorfológica de la Cuenca Hidrográfica	63
4.1.2.2.1	Parámetros Generales de la Cuenca Hidrográfica	63
4.1.2.2.2	Índices Morfométricos Relacionados con la Forma de la Cuenca.....	65
4.1.2.2.3	Índices Relacionados con el Sistema de Drenaje de la Cuenca de la Quebrada en Estudio.....	68
4.1.2.2.4	Índices Morfométricos Relacionados con el Relieve de la Cuenca...	70
4.1.2.3	Cálculo del Caudal Máximo de la Cuenca.....	72
4.1.2.3.1	Intensidad de la lluvia de Diseño	72
4.1.2.3.2	Coeficiente de Uniformidad.....	76
4.1.2.3.3	Coeficiente de Escorrentía	76
4.1.2.3.4	Determinación del Caudal Máximo con el Método Racional.....	78
4.1.2.4	Caudal Captado Mediante la Rejilla (año 2022)	78
4.2	Evaluación de la Conducción	80
4.2.1	Evaluación física.....	80
4.2.1.1	Datos Generales.....	80
4.2.1.2	Accesorios	80
4.2.2	Evaluación hidráulica	81
4.2.2.1	Condiciones Estáticas.....	82
4.2.2.2	Condiciones Dinámicas.....	83
4.3	Evaluación de la Planta de Tratamiento	85
4.3.1	Evaluación Física.....	85
4.3.1.1	Aireador de Bandejas	85
4.3.1.2	Derivador de Caudales	86
4.3.1.3	Filtros Rápidos de Arena: Flujo Descendente.....	87
4.3.1.4	Desinfección.....	89
4.3.2	Evaluación Hidráulica	89

4.4	Evaluación de la Calidad del Agua.....	91
4.4.1	Proceso de Recolección de Resultados.....	91
4.4.2	Resultados de laboratorio	94
4.4.2.1	Muestras Tomadas el 06-03-2022	94
4.4.2.1.1	Resultados: Agua Cruda	94
4.4.2.1.2	Resultados: Agua Tratada	94
4.4.2.2	Muestras Tomadas el 26-03-2022	95
4.4.2.2.1	Resultados: Agua Cruda	95
4.4.2.2.2	Resultados: Agua Tratada	95
5	REDISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	96
5.1	Parámetros de Diseño	96
5.1.1	Periodo de Diseño.....	96
5.1.1.1	Vida Útil.....	96
5.1.2	Población de Diseño	97
5.1.2.1	Método Aritmético	98
5.1.2.2	Método Geométrico.....	99
5.1.2.3	Método Exponencial	101
5.1.2.4	Selección de la Población Proyectada para la parroquia Sardinás	103
5.1.3	Dotaciones	105
5.1.4	Variaciones de Consumo	106
5.1.4.1	Caudal Medio	106
5.1.4.2	Caudal Máximo Diario.....	107
5.1.4.3	Caudal Máximo Horario.....	107
5.1.4.4	Demanda Actual vs Demanda Futura.....	108
5.1.4.4.1	Caudal Medio diario: año 2020 y 2042.....	108
5.1.4.4.2	Caudal Máximo Diario: año 2020 y 2042.....	109
5.1.4.4.3	Caudal Máximo Horario: año 2020 y 2042	109
5.1.4.4.4	Resultados de la Demanda	109
5.2	Rediseño de la Captación	109
5.2.1	Diseño de Obra de Toma Tirolesa.....	110
5.2.1.1	Diseño de la Rejilla	110
5.2.1.1.1	Coeficiente de la Rejilla (c)	111
5.2.1.1.2	Coeficiente de Descarga de la Rejilla (μ)	112
5.2.1.1.3	Altura de Agua en la Parte Superior de la Rejilla (h)	112
5.2.1.1.4	Cálculo de la Longitud de la Rejilla	115

5.2.1.1.5	Número de Barrotes	116
5.2.1.1.6	Altura del Azud Encima de la Rejilla	116
5.2.1.1.7	Verificación del Ancho de Platina	118
5.2.1.2	Diseño del Azud	120
5.2.1.2.1	Comprobación del Coeficiente de Descarga.....	123
5.2.1.2.2	Ecuación General del Perfil Creager.....	124
5.2.2	Obras Complementarias	128
5.2.2.1	Diseño del Canal Colector.....	128
5.2.2.2	Diseño de la Cámara de Recolección.....	132
5.2.2.3	Diseño del Vertedero de Excesos de la Cámara de Recolección	134
5.2.2.3.1	Diseño de la Tubería de Excesos	135
5.2.2.4	Tanque de Amortiguación.....	137
5.2.2.5	Muros de Ala.....	140
5.2.2.5.1	Método propuesto por la Cooperación Técnica Alemana(GIZ)	140
5.2.2.5.2	Ecuación General de los Vertederos	141
5.2.2.6	Cálculo de Cotas en la Obra de Toma.....	141
5.2.2.7	Diseño del Desarenador	142
5.2.2.7.1	Tubería de llegada.....	142
5.2.2.7.2	Condiciones de Diseño del Desarenador	145
5.2.2.7.3	Cálculo de los Parámetros del Desarenador.....	146
5.2.2.7.4	Condiciones de Operación de los Módulos	149
5.2.2.7.5	Cálculo de los Elementos del Desarenador.....	150
5.2.2.7.6	Tubería de Excesos y Lavado del Desarenador	152
5.2.2.7.7	Cálculo de Cotas de los Elementos del Desarenador.....	154
5.3	Rediseño de la Línea de Conducción	155
5.3.1	Línea de Gradiente Hidráulico	155
5.3.2	Dimensiones del Tanque Rompe Presión.....	157
5.4	Rediseño de la Planta de Tratamiento	158
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	160
6.1	Conclusiones.....	160
6.2	Recomendaciones	162
7	Bibliografía.....	163
	ANEXOS	167
	Anexo A. Cartera Topográfica	167

Anexo B. Diseño Cámara Rompe Presión Tipo 6.....	169
Anexo C. Cálculo de la Pendiente media del Perfil Principal del Cauce	171
Anexo D. Cálculo de la Línea De Gradiente Hidráulico y Línea de Energía en Condiciones Estáticas.....	172
Anexo E. Cálculo de la Línea De Gradiente Hidráulico y Línea de Energía con el Tanque Rompe Presión.....	175
Anexo F. Análisis de Laboratorio.....	178
Anexo G. Evidencia Fotográfica del Levantamiento Topográfico.....	182
Anexo H. Oficios y Solicitudes	184
Anexo I. Planos.....	184

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Requisitos Químicos del Agua para el Consumo Humano ^a	9
Tabla 2 . Requisitos Microbiológicos del Agua para el Consumo Humano	10
Tabla 3. Coeficiente de Hazen- Williams Para Diferentes Materiales	20
Tabla 4. Coeficiente de Rugosidad (n) para la expresión de Manning	21
Tabla 5. Resumen de los Métodos Utilizados para el Tratamiento de Agua Potable.....	36
Tabla 6. Procesos de Tratamientos más Comunes para el Agua Potable	38
Tabla 7. Población total y proyectada 2010-2020.	42
Tabla 8. Densidad Poblacional en el año 2010 y 2020.....	43
Tabla 9. Principales Actividades Económicas en la Parroquia Sardinas.....	44
Tabla 10. Proveniencia de la Vivienda.....	45
Tabla 11. Material Empleado para la Construcción de la Vivienda.....	47
Tabla 12. Material de la Cubierta de las Viviendas.....	47
Tabla 13. Fuentes de Agua para la Parroquia Sardinas	48
Tabla 14. Usuarios de Agua Potable años 2015 y 2020	49
Tabla 15. Datos Generales de la Obra de Toma	55
Tabla 16. Interpretación del Factor de Forma K_f	66
Tabla 17. Interpretación del Índice de Compacidad K_c	67
Tabla 18. Interpretación de la Densidad de Drenaje.....	69
Tabla 19. Interpretación de la Sinuosidad	70
Tabla 20. Intensidad-Duración-Frecuencia de la Estación M0201 El Chaco.....	73
Tabla 21. <i>Coeficientes de Escorrentía para Zonas Rurales</i>	77
Tabla 22. Método Volumétrico para el Cálculo del Caudal Captado por la Rejilla de Fondo	79
Tabla 23. Datos Generales de la Línea de Conducción.....	80
Tabla 24. Método Volumétrico para el Cálculo del Caudal de Entrada en la Planta	90
Tabla 25. Método Volumétrico para el Cálculo del Caudal Drenado en la Planta.....	91
Tabla 26. Resultados Parámetros Físicos-Químicos	94
Tabla 27. Resultados Parámetros Físicos-Químicos	94
Tabla 28. Resultados Parámetros Físicos-Químicos	95
Tabla 29. Resultados Parámetros Microbiológicos	95

Tabla 30. Resultados Parámetros Físicos-Químicos	95
Tabla 31. Resultados Parámetros Microbiológicos	96
Tabla 32. Vida Útil para los Elementos del Sistema de Agua Potable.....	97
Tabla 33. Cálculo de la Incremento Anual de Crecimiento Poblacional K_a	99
Tabla 34. Datos de la Proyección Poblacional por el Método Aritmético	99
Tabla 35. Cálculo de la Tasa de Incremento Anual Poblacional r	101
Tabla 36. Datos de la Proyección Poblacional por el Método Geométrico.....	101
Tabla 37. Cálculo de la Tasa de Incremento Anual Poblacional K_p	103
Tabla 38. Datos de la Proyección Poblacional por el Método Exponencial.....	103
Tabla 39. Número de Nacimientos y Defunciones en la Parroquia Sardinas	104
Tabla 40. Dotación de Agua para los Diferentes Niveles de Servicio.....	105
Tabla 41. Porcentaje de Fugas Dependiendo del Nivel de Servicio.....	106
Tabla 42. Demanda Actual vs Demanda Futura	109
Tabla 43. Valores del Factor de Corrección	113
Tabla 44. Cálculo de la Altura de la Cresta del Azud por Encima de la Rejilla.....	116
Tabla 45. Cálculo de la Altura de la Cresta del Azud por Encima de la Rejilla.....	117
Tabla 46. Coordenadas del Vertedero con Perfil Creager	127
Tabla 47. <i>Coefficientes de Descarga</i>	136
Tabla 48. Viscosidad Cinemática del Agua.....	146
Tabla 49. Número de Hazen (V_s/V_o)	146
Tabla 50. Cálculo del Desarenador.....	147
Tabla 51. Cálculo de la Tubería de Limpieza	153
Tabla 52. Cálculo de la Tubería de Limpieza	154
Tabla 53. Cálculo de la Cloración por Goteo	159

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Representación Gráfica del Flujo Estacionario.....	12
Figura 2. Línea de Piezométrica y Línea de Energía Representada Gráficamente	15
Figura 3. Captación Techo Cuenca	25
Figura 4. Obras de Toma Directas con Canal sin Azud	26
Figura 5. Toma Directa Sumergida sin Canal	27
Figura 6. Toma con Azud de Derivación	28
Figura 7. <i>Toma de Agua de Fuentes Superficiales por Bombeo</i>	29
Figura 8. Sistema de Captación de un Manantial de Ladera	30
Figura 9. Galería Filtrante Alimentada por Escurrimiento y por un Acuífero	31
Figura 10. Pozo Excavado o Somero	32
Figura 11. Partes Principales de un Pozo Profundo	33
Figura 12. Mapa Político de la Parroquia Sardinas	41
Figura 13. Población Económicamente Activa Dividida por Rango de Edad y Sexo	45
Figura 14. Proveniencia de la Vivienda	46
Figura 15. Usuarios del Servicio del Sistema de Agua Potable	49
Figura 16. Obra de Toma.....	50
Figura 17. Torre de Bandejas	51
Figura 18. Filtros de Arena Rápidos.....	52
Figura 19. Tanque de Cloración	53
Figura 20. Tanque de Reserva	54
Figura 21. Plano de la Red de Distribución: Barrio Central.....	54
Figura 22. Muros de Ala de Ingreso	56
Figura 23. Azud de Derivación con Caída Libre.....	57
Figura 24. Formación de Sedimento Aguas Arriba y Aguas Abajo de la Estructura.....	58
Figura 25. Erosión y Socavación en el Azud	58
Figura 26. Rejilla de Fondo	59
Figura 27. Muros de Ala de Salida.....	60
Figura 28. Caja de Revisión.	61
Figura 29. Caja de Válvulas	61
Figura 30. Cuenca Hidrográfica de la Quebrada en Estudio	62
Figura 31. Área y Perímetro de la Cuenca Hidrográfica de la Quebrada en Estudio.....	63

Figura 32. Características Generales de la Cuenca	64
Figura 33. Perfil del Cauce Principal	71
Figura 34. Curvas Intensidad Duración Frecuencia	73
Figura 35. Método Volumétrico para Calcular el Caudal Captado	79
Figura 36. Línea de Energía en Condiciones Estáticas	82
Figura 37. Línea de Gradiente Hidráulico.....	84
Figura 38. Torre Con Bandejas	85
Figura 39. Sedimentos en las Bandejas	86
Figura 40. Repartidor de Caudales	87
Figura 41. Filtros Rápidos de Arena: Vista Externa e Interna	88
Figura 42. Filtros Rápidos de Arena Colmatados	88
Figura 43. Tanque Clorador	89
Figura 44. Cámara de Excesos	91
Figura 45. Recolección de Muestras en la Captación y Antes de los Filtros.	92
Figura 46. Muestras Etiquetadas	92
Figura 47. Muestras Recolectadas en Refrigeración	93
Figura 48. Partes de la Toma Tirolesa.....	110
Figura 49. Valores del Coeficiente de Contracción de la Rejilla μ	112
Figura 50. Esquema de una Rejilla de Fondo en Toma Tirolesa.....	118
Figura 51. Determinación del Coeficiente de Gasto en Función de P y Ho.....	123
Figura 52. Coeficiente K y n.	124
Figura 53. Elementos de Perfil de un Vertedero Estricto.....	125
Figura 54. Coeficiente X_c/H_o , Y_c/H_o , R_1/H_o y R_2/H_o	126
Figura 55. Perfil Creager con coordenadas	128
Figura 56. <i>Perfil del Canal Colector</i>	129
Figura 57. <i>Corte de la Cámara de Recolección</i>	132
Figura 58. Vertedero y Tubería de excesos en la Cámara de Recolección	134
Figura 59. Esquema de Disipador de Energía con Caída Vertical Sin Obstáculos	137
Figura 60. Zona de Lodos del Desarenador.....	152
Figura 61. Línea de Gradiente Hidráulico con Caudal de 1.84 l/s	156
Figura 62. Línea de Gradiente Hidráulico con la Presencia de un Tanque R.P.	157
Figura 63. Caseta con el Tanque Clorador	158
Figura 64. Cámara Rompe Presión Tipo 6	169

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del Problema

Existen múltiples sistemas para el tratamiento de agua potable, en el caso de la parroquia de Sardinias, se trata de un sistema que aplica un tratamiento convencional, sin embargo, el mismo se encuentra deteriorado, la calidad en época de invierno se ve afectada por el arrastre de material debido a la escorrentía superficial que desemboca en la fuente de captación, por lo tanto se requiere hacer pruebas de laboratorio para conocer si se cumplen los parámetros permisibles de : color, turbiedad, pH, cloro residual y coliformes fecales, además la cantidad de agua potable no se puede garantizar en épocas de lluvia, por lo tanto, es necesario realizar una evaluación hidráulica en el sistema de agua potable.

Dentro de este contexto, se debe proponer alternativas que además de cumplir con los parámetros del agua potable, cumplan con un presupuesto dentro de las capacidades económicas de la parroquia Sardinias.

Para conocer la eficiencia del tratamiento convencional con la que la planta de tratamiento de agua potable de la parroquia Salinas funciona, se realizarán pruebas de laboratorio en el afluente de la captación y se compararán los resultados con la calidad en el efluente de la planta de tratamiento. Además, con los resultados de las pruebas de laboratorio en el efluente nos permitirán conocer las propiedades físicas, biológicas y químicas de la fuente de agua, dichos parámetros se compararán para el caso del afluente, con los límites máximos permisibles que se encuentran en La Norma de Calidad Ambiental y de Descarga de Efluentes: Recurso Agua Libro VI Anexo 1, y para el caso de la calidad del efluente de la planta de tratamiento se hará la comparativa con la norma NTE-INEN 1108.

1.2 Justificación

El Gobierno del Ecuador, a través del Plan Nacional del Buen Vivir y la Estrategia Nacional para la Igualdad y Erradicación de la Pobreza (ENIEP), ha situado al sector del agua potable y saneamiento en un espacio importante dentro de la agenda de desarrollo del país, consiguiendo que las diferentes estructuras del Estado alineen sus esfuerzos para incrementar significativamente el acceso a estos servicios básicos. (SENAGUA, 2016, págs. 7-8)

En este contexto, La Ley Orgánica de Recursos, Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua establece que:

Artículo 2: Garantizar el derecho al agua para los ciudadanos, así como la regulación y administración de los recursos hídricos bajo el marco del Buen Vivir. (Reglamento Ley de Recursos Hídricos, Uso y Aprovechamiento del Agua, 2015, pág. 4)

Artículo 4, literal B: El agua debe gestionarse de manera sostenible y sustentable, de tal manera que se garantice su permanencia y calidad (Reglamento Ley de Recursos Hídricos, Uso y Aprovechamiento del Agua, 2015, pág. 4)

Artículo 15: Se determina la creación del Sistema Nacional Estratégico del Agua. La cual es la institución que se encarga de la administración y regulación del agua. (Reglamento Ley de Recursos Hídricos, Uso y Aprovechamiento del Agua, 2015, pág. 6)

Artículo 57: “El derecho humano al agua es el derecho de todas las personas a disponer de agua limpia, suficiente, salubre, aceptable, accesible y asequible para el uso personal y doméstico en cantidad, calidad, continuidad y cobertura.” (Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua, 2014, pág. 15)

Además, se establece que las personas tienen derecho al saneamiento ambiental que “asegure la dignidad humana, la salud, evite la contaminación y garantice la calidad de las reservas de agua para el consumo humano.” (Reglamento Ley de Recursos Hídricos, Uso y Aprovechamiento del Agua, 2015, pág. 15)

El artículo 12 de la constitución señala: “El derecho humano al agua es fundamental e irrenunciable. El agua constituye patrimonio nacional estratégico de uso público, inalienable, imprescriptible, inembargable y esencial para la vida.” (Constitución de la República del Ecuador, 2008, pág. 13)

Como se puede resaltar, el agua es un derecho para todos los ecuatorianos, la misma que debe cumplir con los parámetros establecidos. Desafortunadamente, la comunidad de la parroquia Sardinas de la provincia de Napo, ha manifestado que la calidad del agua potable, en época de invierno, es de mala calidad debido a la turbiedad que posee. En este sentido se considera que, debido al deficiente funcionamiento de la obra de captación y al mal funcionamiento la planta de tratamiento de agua potable ubicada en la parroquia Sardinas, el derecho humano al agua limpia y salubre no se está cumpliendo.

La parroquia de Sardinas del cantón Chaco cuenta con un sistema de captación, conducción y planta de tratamiento, que debe ser analizado y diagnosticado para generar el rediseño de los procesos que se encuentran en mal estado.

El presente trabajo servirá para evaluar y generar soluciones de ser el caso, en la obra de toma o captación; en la línea de conducción y en la planta de tratamiento de la localidad teniendo como beneficiarios directos a los residentes de la parroquia Salinas. Al rediseñar procesos necesarios se cumplirán los parámetros establecidos en el artículo 57 La Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua. Finalmente, este

trabajo servirá al estudiante como un acercamiento a los problemas reales de saneamiento de agua potable en el país.

Es importante destacar que en Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia Sardinas 2020, plantea como objetivo el mantenimiento de la obra de captación y a la implementación de un desarenador en el sistema, pero no existen en la actualidad, estudios técnicos referentes a la condición actual del sistema de agua potable y/o de diseño.

1.3 Objetivo General

Rediseñar los sistemas de captación, conducción y la planta de tratamiento, de la parroquia Sardinas, cantón El Chaco, provincia de Napo, mediante la evaluación in situ de los sistemas hidráulicos y sanitarios y el análisis de la información proporcionada por el GADM del El Chaco para el mejoramiento de la calidad del agua.

1.4 Objetivos Específicos

- Caracterizar la información bibliográfica sobre sistemas hidráulicos y de saneamiento.
- Evaluar el sistema hidráulico y de saneamiento, mediante visitas insitu y la información proporcionada por el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de El Chaco.
- Evaluar la calidad del agua mediante pruebas de laboratorio en el afluente y efluente de la planta de tratamiento.
- Rediseñar el sistema hidráulico y sanitario de la obra de captación, la línea de conducción y planta de tratamiento.
- Elaborar los planos de los diferentes sistemas propuestos.

1.5 Alcance

El presente tema de disertación pretende realizar una evaluación hidráulica y sanitaria de la obra de captación, la línea de conducción y la planta de tratamiento del sistema de agua potable existente la parroquia Sardinas, cantón El Chaco, provincia Napo. Además, con base los resultados obtenidos de la evaluación, se pretende realizar el rediseño hidráulico y sanitario de las unidades que no se encuentren en un correcto funcionamiento

Se realizarán planos de las unidades a evaluar que son: La obra de captación, la línea de conducción y la planta de tratamiento de la parroquia Sardinas, cantón El Chaco, provincia Napo.

La topografía, para estos componentes, será realizada mediante la contratación de servicios privados, así como también el análisis de los siguientes parámetros de calidad del agua: color, turbiedad, pH, cloro residual, coliformes fecales.

Se realizará el levantamiento topográfico, estableciendo las cotas donde se encuentran las actuales estructuras, longitud de tuberías, así como los lugares en donde es conveniente ubicar los nuevos componentes del sistema, como el desarenador, válvulas, pre filtros, filtros de múltiples etapas.

Se determinará la conveniencia o no de conservar y repotenciar las actuales obras civiles del sistema, así como tuberías y accesorios, considerado su vida útil. Se definirá la población futura (20 años) a servir, para el cálculo de caudales, dotación diaria, horaria, la capacidad del tanque de reserva.

Cabe recalcar que en este trabajo no se contempla una evaluación y rediseño hidráulico y sanitario del tanque de reserva y de la red de distribución.

2 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1 Calidad del Agua

La calidad del agua es un término utilizado para determinar mediante parámetros relacionados con las características físicas, químicas y biológicas, si el agua se puede usar para un fin determinado. Estos parámetros varían dependiendo el uso que se le quiere dar al agua.

Para consumo humano los parámetros permisibles, de sustancias físicas, químicas y biológicas, son más estrictos y vienen dados por la normativa de cada país y por estudios internacionales como son las “Guías para la Calidad del Agua de Consumo Humano” (Organización Mundial de la Salud , 2011) o libros como “Water Quality and Treatment: A Handbook of Community Water Supplies” (American Water Works Association, 2010)

2.1.1 Agua Potable:

El agua potable es aquella que garantice que el consumidor no ingiera agua que contenga sustancias tóxicas o nocivas para la salud, ni microorganismos patógenos, para así preservar la salud de la población. Para ello, en el Ecuador, el agua para consumo humano debe cumplir con los parámetros físicos, químicos y microbiológicos establecidos en la norma “INEN 1108: Agua para Consumo Humano” (Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1108 , 2020), la cual se aplica a sistemas públicos y privados de agua potable, tanto en el área urbana como rural.

2.1.2 Parámetros Físicos

“Los parámetros (características) físicos para el agua potable son: Color, turbiedad, olor, sabor y temperatura.” (CPE INEN: 5, PARTE 9-1, 1992)

2.1.2.1 Color Verdadero y Color Aparente del Agua:

El color en el agua se divide en color verdadero, que es el color producido por sustancias que únicamente están disueltas en el agua y el color aparente, que es el color producido por sustancias que están en suspensión y que están disueltas en el agua. Es importante aclarar que en la norma ecuatoriana solo se toma en cuenta como parámetro, el color aparente y se especifica que el límite permitido de color aparente es de 15 Pt-Co (Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1108 , pág. 2).

Para la medición del color es posible el uso de dos métodos, los cuales son por comparación visual y por método espectrofotométrico.

2.1.2.2 Turbiedad o Turbidez:

“La turbidez, expresada generalmente como unidades nefelométricas de turbidez (UNT), describe la pérdida de claridad del agua causada por partículas en suspensión precipitados químicos partículas orgánicas y organismos.” (Organización Mundial de la Salud , págs. 267-268) .

Además de crear poca aceptabilidad del agua por parte del consumidor, el principal problema que presenta una elevada turbiedad es que permite la supervivencia de microorganismos patógenos en procesos de desinfección, además de permitir una mayor proliferación de bacterias lo que da como resultado un mayor uso de cloro. Es por ese motivo que en la norma ecuatoriana se especifica que el límite permitido de turbiedad de es 5 unidades nefelométricas de turbidez (UNT) (Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1108 , pág. 2)

2.1.2.3 Olor y Sabor:

“El agua para consumo humano debe presentar un sabor y olor aceptables.” (Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1108 , pág. 2). El olor y el sabor se puede producir por varios componentes tales como materia orgánica, compuestos químicos, productos químicos artificiales, organismos vivos como algas o bacterias, entre otros.

El olor y sabor son propiedades organolépticas del agua y su determinación está sujeta a la percepción de cada individuo. Es importante que el agua dirigida al consumo humano tenga ausencia de olor y sabor, debido a que estos factores están relacionados directamente a la aceptabilidad o rechazo del mismo.

2.1.2.4 Temperatura

“Por lo general, el agua fría tiene un sabor más agradable que el agua tibia, y la temperatura repercutirá en la aceptabilidad de algunos otros componentes inorgánicos y contaminantes químicos que pueden afectar el sabor” (Organización Mundial de la Salud , pág. 269).

El agua a mayor temperatura permite una mayor proliferación de microorganismos, mismos que pueden ser patógenos representando así un riesgo para la salud humana. Además, el agua a mayor temperatura potencia los malos olores y sabores. (Organización Mundial de la Salud , pág. 269).

2.1.2.5 pH

El potencial de hidrógeno o más conocido por sus siglas “pH”, es una medida para determinar el grado de acidez o de alcalinidad de una solución, el cual depende de la concentración de iones de hidrógeno (H^+) que contiene dicha solución. (AguaMarket, 2005)

El pH se mide en una escala desde el 0 hasta el 14. Cuando el pH de la solución es 7, indica una solución neutra, las soluciones con un pH mayor a 7 son soluciones alcalinas y las soluciones menores a 7 son soluciones ácidas. (ABB, 2021) Los valores mencionados anteriormente varían en relación a la temperatura.

Según las Norma Técnica Ecuatoriana INEN 1108, el pH es un parámetro de control operativo y debe estar dentro del rango entre 6.5 a 8 unidades de pH. (Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1108 , 2020, pág. 5)

2.1.3 Parámetros Químicos

“Los parámetros (características) químicos para el agua potable son: Ph, Sólidos disueltos totales, Dureza, Calcio, Magnesio, Sodio, Potasio, Aluminio, Sulfatos, Cloruros, Nitratos, Nitritos, Amoníaco, Sílice, Arsénico, Bario, Cadmio, Cianuros, Cromo, Flúor, Mercurio, Cobre, Níquel, Plomo, Selenio, Plata, Zinc, compuestos orgánicos como plaguicidas, herbicidas y otros.” (CPE INEN: 5, PARTE 9-1, pág. 29)

En la Tabla 1 se especifican los parámetros químicos que se encuentran en la Norma Técnica Ecuatoriana para el consumo humano:

Tabla 1. *Requisitos Químicos del Agua para el Consumo Humano^a*

Parámetro	Unidad	Límite Permisible ^b	Método de Ensayo
Arsénico	mg/L	0,01	Standard Methods 3114
Cadmio	mg/L	0,003	Standard Methods 3113
Cloro libre residual	mg/L	0,3 a 1,5	Standard Methods 4500 Cl ⁻

Continua...

Continuación...

Tabla 1. Requisitos Químicos del Agua para el Consumo Humano^a

Parámetro	Unidad	Límite Permisible ^b	Método de Ensayo
Cobre	mg/L	2,0	Standard Methods 3111
Cromo(cromo total)	mg/L	0,05	Standard Methods 3113
Fluoruro	mg/L	1,5	Standard Methods 4500-F ⁻
Mercurio	mg/L	0,006	Standard Methods 3112
Nitratos (como NO ₃ ⁻)	mg/L	50,0	Standard Methods 4500-NO ₃ ⁻
Nitritos (como NO ₂ ⁻)	mg/L	3,0	Standard Methods 4500-NO ₂ ⁻
Plomo	mg/L	0,01	Standard Methods 3113

Nota: Datos tomados de la Norma INEN 1108: Sexta Revisión (2020)

^a En la NTE INEN 1108: sexta revisión los requisitos físicos y químicos del agua para el consumo humano se encuentran en una misma tabla.

^b “Los resultados obtenidos deben expresarse con el mismo número de cifras significativas de los límites permitidos, aplicando las reglas para redondear números indicadas en NTE INEN 52.” (Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1108 , 2020, pág. 2)

2.1.4 Parámetros Microbiológicos

El análisis microbiológico del agua es usado para el monitoreo y control de la calidad del agua, misma que representa un riesgo para la salud si esta contiene microorganismos patógenos. En la Tabla 2 se presenta los requisitos microbiológicos existentes en la norma técnica ecuatoriana, para el agua destinada al consumo humano.

Tabla 2 . Requisitos Microbiológicos del Agua para el Consumo Humano

Parámetro	Unidad	Límite Permisible	Método de Ensayo
Coliformes Fecales	Número/100 mL	Ausencia	Standard Methods 9221 Standard Methods 9222
Cryptosporidium	Número de ooquistes/L	Ausencia	EPA 1623
Giardia	Número de quistes/L	Ausencia	EPA 1623

Nota: Datos tomados de la Norma INEN 1108: Sexta Revisión (2020)

2.2 Ecuaciones de la Energía y de la Continuidad

Para el análisis hidráulico del sistema de agua potable de la parroquia de Sardinias, es necesario tener claro los conceptos de la conservación de la energía y la conservación de la masa para, consecuentemente, aplicar las ecuaciones basadas en los principios mencionados.

2.2.1 Conservación de la Masa

El principio de la conservación de la masa o también conocida como la ley de Lomonósov-Lavoisier, es una ley fundamental en la naturaleza que indica que: “La masa de un sistema permanece invariable cualquiera que sea la transformación que ocurra dentro de él” (EcuRed contributors, 2018). Por lo tanto, cuando analizamos dentro de un volumen de control se puede deducir que la masa que entra menos la masa que sale es igual a la variación de la masa dentro del volumen de control, tal como lo indica la Ecuación 1:

$$m_{entra} - m_{sale} = \Delta m \quad (1)$$

Donde m_{entra} y m_{sale} son las razones de la transferencia de energía al sistema, mientras que Δm es la variación de energía dentro del mismo.

2.2.1.1 Ecuación de la Continuidad

“La ecuación de la continuidad es un producto del principio de la conservación de la masa.” (Universidad Tecnológica de Chile, pág. 1). Se utiliza en la mecánica de fluidos para determinar la variación de caudal, en un tiempo determinado, dentro de un volumen de control cuando se tienen los valores del caudal entrante y saliente.

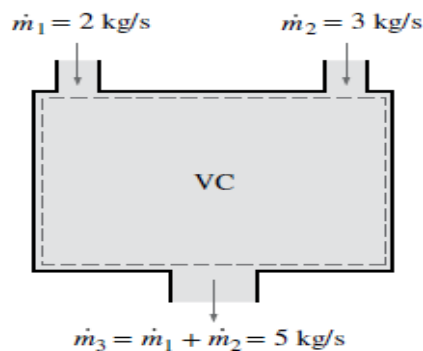
Las ecuaciones de la continuidad junto con la ecuación de Bernoulli se aplican cuando el flujo es estacionario, eso quiere decir que el caudal que entra al volumen de control es igual

al volumen que sale del mismo, como se indica gráficamente en la Figura 1 cumpliendo con la Ecuación 2.

$$Q_{entrada} = Q_{salida} \quad (2)$$

Donde $Q_{entrada}$ es el caudal que entra al volumen de control, mismo que, para que el flujo sea estacionario debe ser igual a Q_{salida} , que es el caudal de salida.

Figura 1. Representación Gráfica del Flujo Estacionario



Nota: Flujo estacionario cumpliendo con el Principio de Conservación de la masa. Reproducido de Figura 5-10, del libro Mecánica de Fluidos: Fundamentos y Aplicaciones, (Cengel & Cimbala, 2018, pág. 193).

2.2.2 Conservación de la Energía

El principio de la conservación de la energía es la primera ley de la termodinámica y expresa que: “la energía no se puede crear ni destruir en el transcurso de un proceso; sólo puede cambiar de formas” (Cengel & Cimbala, 2018, pág. 217). Por lo tanto, en un proceso donde existe flujo de energía, al momento de analizar el sistema se puede determinar que la entrada de energía al sistema menos la energía que sale del mismo, indica la variación de energía que existe dentro del sistema, esto se puede expresar en la Ecuación 3:

$$E_{entra} - E_{sale} = \Delta E \quad (3)$$

Donde E_{entra} y E_{sale} son las razones de la transferencia de energía al sistema, mientras que ΔE es la variación de energía dentro del mismo.

2.2.2.1 Ecuación de Bernoulli

“La ecuación de Bernoulli explica la ley de conservación de la energía trasladada al flujo de fluidos en una tubería: si no hay rozamiento, las partículas se desplazan a lo largo de la tubería sin pérdida de energía, indefinidamente.” (Monge Redondo, 2017)

La ecuación de Bernoulli, dentro de la mecánica de fluidos, es una de las más importantes debido a que relaciona la velocidad, la presión, y la altura de un flujo incompresible, misma que se aplica únicamente en las regiones no viscosas del flujo y despreciando la fricción (Cengel & Cimbala, 2018, pág. 201). La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 \quad (4)$$

De los términos de la Ecuación (4) se determinó que:

- $\frac{P_1}{\rho g}$ es la carga de presión y se mide en metros de columna de fluido.
- $\frac{V_1^2}{2g}$ es la carga cinética o de velocidad producida por la velocidad del fluido.
- Z_1 es la carga de elevación que se produce debido a la diferencia de cotas con respecto a un plano de referencia y “representa la energía potencial del fluido” (Cengel & Cimbala, 2018, pág. 208).

La energía total del fluido en cualquier punto de su recorrido es constante y se expresa como la altura total, que es igual a la sumatoria de las cargas: cinética, presión y la de elevación.

Es importante mencionar que la ecuación de Bernoulli tiene limitaciones en su rango de aplicabilidad para la resolución de problemas, mismas que se exponen a continuación:

- La ecuación de Bernoulli se aplica solo para fluidos incompresibles.
- Las pérdidas de energía por fricción son despreciables.
- La transferencia de calor es despreciable
- No puede existir el trabajo de un equipo o máquina que intervenga en el flujo
- El flujo debe estar en un estado estacionario, eso quiere decir que no se puede analizar el flujo cuando existe variación de caudal o en las condiciones del flujo (Cengel & Cimbala, 2018, pág. 207)

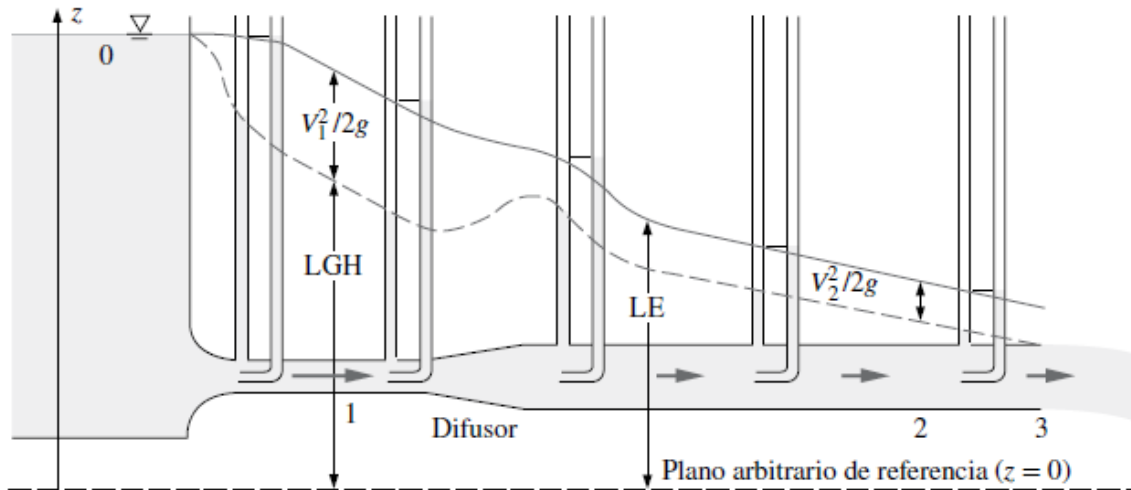
En la práctica ningún sistema cumple con todas las restricciones de la ecuación de Bernoulli, pero teniendo en cuenta el campo de aplicabilidad de la ecuación, permite analizar sistemas con un error despreciable, obteniendo de esta manera resultados que indiquen aproximadamente el funcionamiento de un sistema. (Espitia, s.f.)

2.2.2.2 Línea Piezométrica y Línea de Energía

Para fines didácticos, se representa la energía mecánica de manera gráfica en forma de alturas producidas por las cargas existentes dentro del flujo como se muestra en la Figura 2.

La línea piezométrica o también conocida como línea de gradiente hidráulico es la suma de la carga de presión y la carga de elevación, mientras que la línea de energía es la suma dos términos mencionados anteriormente más la carga cinética del flujo del fluido.

Figura 2. Línea de Piezométrica y Línea de Energía Representada Gráficamente



Nota: Reproducido de Figura 5-35, del libro Mecánica de Fluidos: Fundamentos y Aplicaciones, (Cengel & Cimbala, 2018, pág. 208).

Como se indica en la Figura 2, con la ayuda de piezómetros a lo largo de la tubería, y trazando una línea que pase por los niveles que estos poseen, se puede graficar la línea piezométrica o la línea de gradiente hidráulico, mientras que con la ayuda de tubos Pitot (tubos que se alinean al sentido del flujo y que pueden medir la presión total del flujo), se puede graficar la línea de energía trazando una línea que pase por los niveles de los tubos Pitot colocados a lo largo de la tubería. La diferencia entre la línea de gradiente hidráulico y la línea de energía es la carga de velocidad ($V_1^2/2g$). (Cengel & Cimbala, 2018, pág. 208)

2.3 Pérdidas de Energía

Las pérdidas de energía, o también conocidas como pérdidas de carga, se producen en conductos cerrados cuando el fluido está en movimiento. La pérdida total de energía es la sumatoria de las pérdidas puntuales y las pérdidas continuas las cuales se definen a continuación.

2.3.1 Pérdidas Puntuales (h_m)

Son producidas por la existencia de accesorios dentro del sistema, los mismos que generan turbulencia que produce resistencia al movimiento del fluido. Pueden ser válvulas, reductores, uniones, adaptadores, codos, entre otros. (Hidráulica e Hidrología, 2020)

La expresión matemática para determinar las pérdidas de energía puntuales es la siguiente:

$$h_m = k_L \frac{v^2}{2g} \quad (5)$$

Donde:

k_L : coeficiente de pérdida (varía dependiendo el accesorio)

v : velocidad del fluido (m/s)

g : aceleración de la gravedad (m/s²)

(Cengel & Cimbala, 2018, pág. 378)

2.3.2 Pérdidas Continuas (h_f)

Se produce por la fricción que se genera entre las paredes del conducto con el fluido, y dependen de la rugosidad y longitud del conducto, y de la velocidad y viscosidad del fluido. (Hidráulica e Hidrología, 2020)

Para calcular las pérdidas producidas por la fricción se puede utilizar las ecuaciones que se muestran a continuación.

2.3.2.1 Ecuación de Darcy-Weisbach

“La fórmula de Darcy-Weisbach es considerada como la ecuación universal de pérdidas de carga en conductos cerrados, ya que tiene una amplia fundamentación hidráulica al ser

dimensionalmente homogénea con una buena precisión en sus resultados” (CONAGUA, 2002, págs. 5-1). La ecuación de expresa de la siguiente manera:

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (6)$$

Donde:

- hf = Pérdida por fricción (m)
- f = Factor de fricción de Darcy
- L = Longitud de la tubería (m)
- D = Diámetro hidráulico de la tubería (m)
- V = Velocidad del flujo (m/s)
- g = Gravedad (m/s²)

Para obtener el valor del factor de fricción de Darcy (f) se debe determinar el número de Reynolds (Re) y el valor de la rugosidad relativa (e).

El valor de la rugosidad relativa (e) se obtiene de la siguiente manera:

$$e = \frac{\varepsilon}{D} \quad (7)$$

Donde:

- ε = Rugosidad absoluta
- D = Diámetro interno de la tubería

El valor de la rugosidad absoluta (ε), es el promedio de las irregularidades que tiene la superficie de la tubería, las cuales dependen del material y se encuentran tabuladas por parte de los fabricantes.

El número de Reynolds (Re) nos indica las características del flujo (si este es laminar, transitorio, turbulento), y es directamente proporcional a la viscosidad, velocidad y al

diámetro hidráulico de la tubería, e inversamente proporcional a la viscosidad dinámica. Se calcula como se indica en la Ecuación 8.

$$Re = \frac{\rho v D_h}{\mu} \quad (8)$$

Donde:

- ρ = Densidad (kg/m³)
- D = Diámetro hidráulico (m)
- μ = Viscosidad dinámica (Pa*s)
- v = Velocidad del flujo (m/s)

Según el número de Reynolds se puede caracterizar el flujo de la siguiente manera:

- $Re > 2000 \rightarrow$ Flujo laminar
- $2000 < Re < 4000 \rightarrow$ Flujo transitorio
- $4000 < Re \rightarrow$ Flujo turbulento

El factor de fricción (f) se calcula dependiendo del tipo de flujo con las siguientes ecuaciones:

- Factor de fricción con flujo laminar

$$f = \frac{64}{Re} \quad (9)$$

- Factor de fricción con flujo transitorio

$$f = \frac{0.316}{Re^{1/4}} \quad (10)$$

- Factor de fricción con flujo turbulento

El factor de fricción de Darcy (f), cuando existe flujo turbulento, se puede determinar mediante el uso de del Diagrama de Moody o también con el uso de relaciones empíricas como son: la ecuación de Colebrook y White, la ecuación de Haaland, la ecuación de Swamee-Jain, entre otras. (Pirobloc, 2019)

2.3.2.2 Ecuación de Hazen-Williams

“En el diseño de sistemas de riego presurizado, es común encontrar la ecuación de Hazen-Williams como la más utilizada debido a la simplicidad del coeficiente de fricción (C) y a los buenos resultados en tuberías de PVC trabajando en flujo turbulento.” (CONAGUA, 2002, págs. 5-1). La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$hf = 10.648 * \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852}} \right) * \frac{L}{D^{4.871}} \quad (11)$$

Donde:

- C = Coeficiente de fricción
- L = Longitud de la tubería (m)
- D = Diámetro interno de la tubería (m)
- Q = Caudal del flujo (m³/s)

El coeficiente de fricción depende del material de las paredes del conducto, valores que se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. *Coefficiente de Hazen- Williams Para Diferentes Materiales*

Material	Coefficiente (C)	Material	Coefficiente (C)
Asbesto Cemento	140	Hierro Galvanizado	120
Latón	130-140	Vidrio	140
Ladrillo de Saneamiento	100	Plomo	130-140
Hierro Fundido Nuevo	130	Plástico(PE, PVC)	140-150
Hierro Fundido, 10 años de edad	107-113	Tubería Lisa Nueva	140
Hierro Fundido, 20 años de edad	89-100	Acero Nuevo	140-150
Hierro Fundido, 30 años de edad	75-90	Acero	130
Hierro Fundido, 40 años de edad	64-83	Acero Rolado	110
Concreto	120-140	Lata	130
Cobre	130-140	Madera	120
Hierro Dúctil	120	Hormigón	120-140

Nota: Datos obtenido del artículo: “Coeficiente de Hazen-Williams en función del número de Reynolds y la rugosidad relativa” .(Alegret Breña, 2019, pág. 45).

2.3.2.3 *Ecuación de Manning*

“En tuberías lisas de polietileno de diámetros y gastos pequeños la fórmula de Manning adaptada para tuberías da buenos resultados en la práctica” (CONAGUA, 2002, págs. 5-2).

La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$hf = 10.648 * n^2 * \frac{Q^2}{D^3} * L \quad (12)$$

Donde:

- n = Coeficiente de rugosidad
- L = Longitud de la tubería (m)
- D = Diámetro hidráulico de la tubería (m)
- Q = Caudal del flujo (m³/s)

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad (n) no existe un método exacto, pero existen valores tabulados dependiendo del material tal como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4. *Coeficiente de Rugosidad (n) para la expresión de Manning*

Material	Coeficiente (n)
Plástico (PE, PVC)	0.006-0.010
Fundición	0.012-0.015
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0.009
Hormigón	0.012-0.017
Acero	0.010-0.011
Hierro galvanizado	0.015-0.017
Revestimiento bituminoso	0.013-0.016

Nota: Datos obtenido de <https://www.pirobloc.com/blog-es/calculo-perdidas-carga/> (PIROBLOC, 2019)

2.3.3 Pérdida de Carga Total (h_l):

La pérdida de carga total dentro de un sistema es la sumatoria de las pérdidas menores o pérdidas puntuales, y las pérdidas continuas o pérdidas por fricción, tal como se muestra en la Ecuación 13.

$$h_l = h_m + h_f \quad (13)$$

Donde:

- h_m son las pérdidas puntuales
- h_f son las pérdidas continuas.

Dentro de lo mencionado anteriormente, no se ha tomado en cuenta las ganancias o pérdidas de energía por la existencia de equipos mecánicos que se puede aplicar a un sistema y dentro de los cuales pueden ser, para el caso de la ganancia de energía, las bombas y para el caso de las pérdidas, las turbinas.

2.3.4 Ecuación de Energía Total

La ecuación de la energía total parte de la ecuación de Bernoulli, pero se toma en consideración las ganancias y pérdidas de energía por la existencia de equipos mecánicos, así como también se toma en consideración las pérdidas de carga puntuales y continuas, mismas que se definieron en 2.3.1 y 2.3.2 respectivamente, y se define de la siguiente manera:

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 + h_a - h_r - h_l = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 \quad (14)$$

Donde:

- h_a es la energía que se agrega al sistema mediante un equipo mecánico como puede ser una bomba.
- h_r es la energía que se despoja del sistema mediante un equipo mecánico como puede ser una turbina.

- h_l es la pérdida de energía en el sistema por la sumatoria de las pérdidas puntuales y pérdidas continuas.

(Cengel & Cimbala, 2018, pág. 386)

2.4 Estructuras de Captación

El sistema de tratamiento de agua potable, por lo general en los municipios del Ecuador, se encuentra conformado por la obra de toma, la línea de conducción, la planta de tratamiento, los tanques de almacenamiento o de reserva, y la red de distribución.

En este subcapítulo nos centraremos en el desarrollo de los conceptos que abarcan las estructuras de captación como su funcionalidad, tipología, entre otras. Pero antes de profundizar los conceptos mencionados anteriormente, debemos comprender los conceptos que abarcan las fuentes de abastecimiento de agua.

2.4.1 Fuentes de Abastecimiento de Agua

Las fuentes de abastecimiento se dividen en tres categorías mostradas a continuación:

- Fuentes superficiales: Están constituidas en dos categorías que son, las que se encuentran en movimiento continuo por efectos de la gravedad como es el caso de ríos, arroyos, quebradas y las que se encuentran embalsadas naturalmente como es el caso de esteros, lagos y lagunas. Como ventaja de las fuentes superficiales se debe mencionar que, al tener una mayor facilidad de captar el agua cruda, el costo de la construcción de las obras de toma, tanto como su operación y mantenimiento, es menor en comparación con las obras de toma, de las fuentes subterráneas. (Comisión Nacional del Agua, 2019, pág. 9)

- Fuentes subterráneas: Las fuentes subterráneas se presentan como un depósito subterráneo debido a la infiltración y percolación del agua en el suelo como es el caso de los acuíferos, manantiales, etc. Cabe mencionar que el agua proveniente de fuentes subterráneas se caracteriza por tener una mejor calidad que el agua proveniente de otras fuentes, pero a su vez, presenta una gran desventaja ya que, en caso de ser necesario bombeo para su extracción, el costo por operación incrementa notablemente.
- Fuentes pluviales: El agua lluvia es el origen de fuentes superficiales y subterráneas, y se utiliza como una alternativa cuando existe dificultad para acceder a las fuentes mencionadas, debido a la falta de equipos, recursos, o en instalaciones rurales.

2.4.2 Tipos de Captaciones

Las obras de toma o estructuras de captaciones son el conjunto de estructuras a instalarse en una fuente o cuerpo de agua con la finalidad de explotar este recurso en beneficio del ser humano. Estas estructuras se dividen en estructuras según su fuente de captación (superficiales, fuentes subsuperficiales, fuente pluvial y fuentes subterráneas), de acuerdo a su uso (agua potable, riego, centrales hidroeléctricas, etc.), de acuerdo a la hidráulica que se necesita para captar el agua (gravedad, bombeo), y de acuerdo a su estructura (tomas directas frontales, laterales, sumergidas, con presa de derivación, entre otras). (Sandoval, 2017, pág. 2)

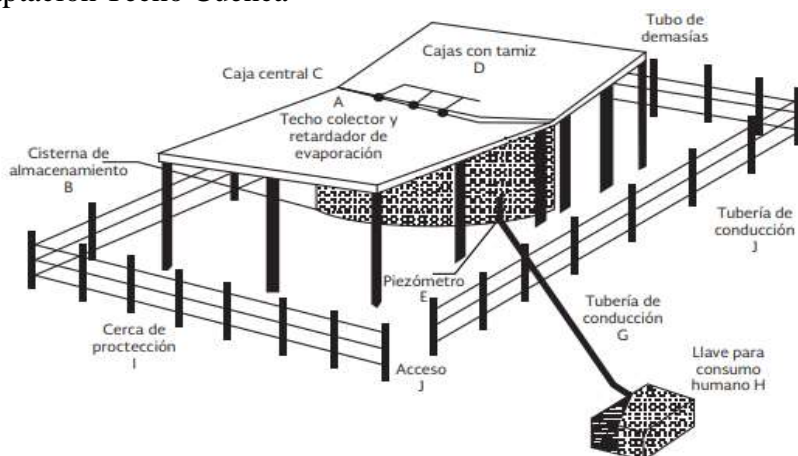
2.4.2.1 Captación de Fuentes Pluviales (Agua Lluvia)

El agua lluvia es una fuente de agua primordial a considerar cuando no existen recursos, ni otras fuentes que permitan dotar de agua a una población, como es el caso de poblaciones que están asentadas en zonas rurales o zonas áridas donde la precipitación es escasa y se

debe aprovechar al máximo este recurso para después almacenarlo en cisternas para la época de sequías.

La captación y recolección del agua precipitada es producida en los techos de las casas que previamente han sido adecuadas con la instalación de tuberías y bajantes direccionando el agua a las cisternas pasando por un proceso previo de filtración si el uso del agua va a ser para consumo humano, estos filtros son generalmente de arena y grava (Comisión Nacional del Agua, 2019, pág. 13).

Figura 3. Captación Techo Cuenca



Nota: Reproducido de Ilustración 3.4, del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro 7: Obras de Captación Superficial (Comisión Nacional del Agua, 2019, pág. 15)

2.4.3 Captación de Fuentes Superficiales

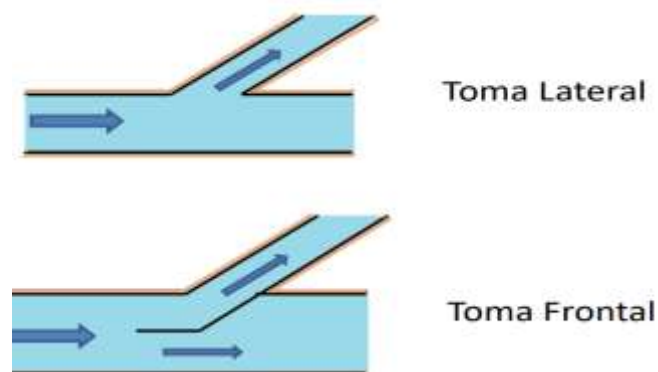
Las fuentes superficiales de agua pueden ser perennes o intermitentes, las perennes son fuentes que a lo largo del año mantienen un caudal mínimo debido que su fuente de abastecimiento son los acuíferos, mientras que el caudal, en las fuentes intermitentes, está directamente relacionada con la precipitación atmosférica. (Comisión Nacional del Agua, 2019, pág. 17)

Los tipos de captaciones estarán en función de la calidad y la cantidad de la fuente, así como también los recursos de la población beneficiada para llevar a cabo estos proyectos, mismos que se clasifican por su garantía de abastecimiento, por tamaño en función del caudal captado, por su ubicación, etc.

2.4.3.1 Obras de Toma Directa

Las obras de toma por derivación directa (sin azud) se colocan en las zonas rectas de un río o en la parte externa de curvas suaves del mismo, este tipo de tomas se utilizan cuando el caudal del río es el que rige los niveles de agua de la conducción. “El nivel mínimo de agua a ser considerado en el proyecto de captación por derivación directa, debe estar situado por lo menos a 1 m debajo del nivel mínimo observado en el río en el sitio de captación” (CPE INEN: 5, PARTE 9-1, 1992, pág. 75)

Figura 4. *Obras de Toma Directas con Canal sin Azud*



Nota: Reproducido de Ilustración existente en “Tomas de Agua” (Sandoval, 2017, pág. 11).

En caso de tener registros limnimétricos por más de 25 años, la obra de toma por derivación directa podrá colocarse por debajo de los 0.5m del nivel mínimo observado en el río tal como lo estipula el Código de Práctica Ecuatoriano.

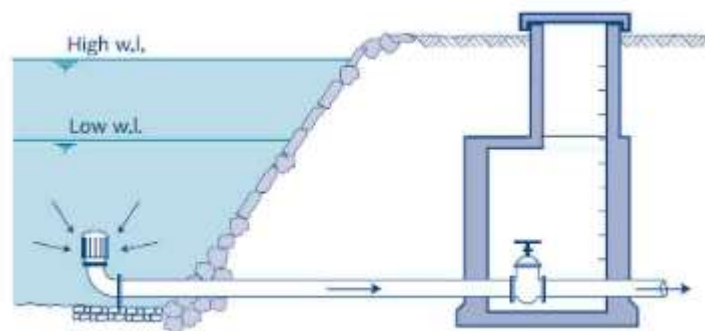
Estas estructuras por lo general se protegen con enrocadas aguas arriba de la obra de toma y se constituyen de los siguientes elementos:

- Estructura de Entrada
- Rejilla
- Canal de Conducción
- Estructuras de control
- Cámara de decantación

2.4.3.2 Toma directa sumergida

La captación tipo toma directa sumergida es una alternativa viable cuando el caudal del río tiene grandes variaciones a lo largo del año, este tipo de toma tiene la ventaja de seguir funcionando en épocas de estiaje, siempre y cuando exista un caudal mínimo en la fuente.

Figura 5. Toma Directa Sumergida sin Canal



Nota: Reproducido de Ilustración existente en “Abastecimiento de aguas”. Universidad Politécnica de Cartagena. (Cruz, 2019, pág. 28).

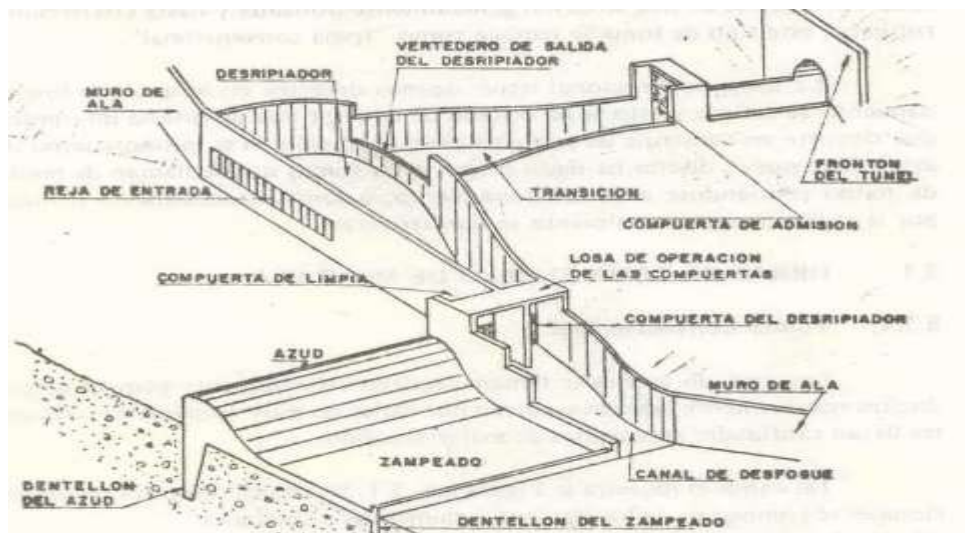
Se colocará una rejilla en la captación que tiene la función de impedir el paso de materiales que taponen las tuberías de conducción, la dimensión de los espacios entre rejillas se obtiene

calculando la velocidad de aproximación del flujo que, para la toma directa sumergida es de 0.1m/s y de 0.3m/s. (CPE INEN: 5, PARTE 9-1, 1992, pág. 77)

2.4.3.3 Presas Derivadoras

Las presas derivadoras, o también conocidas como azudes derivadores, es un tipo de captación que se utiliza cuando el caudal de la fuente no satisface la cantidad necesaria para su posterior disposición, por lo tanto, con la implementación de un azud, el agua aumenta su nivel hasta la cresta del azud, y para respetar el caudal ecológico del río, el caudal excedente fluye por encima del azud funcionando como vertedero.

Figura 6. Toma con Azud de Derivación



Nota: Reproducido de Figura 5-1 existente en “Diseño Hidráulico” (Sviatoslav Krochin, 1986, pág. 26)

Una vez elevado el nivel del agua la captación se puede ubicar con tomas de tipo lateral, ubicarse en el azud con una rejilla de fondo o con tomas de tipo frontal. La ubicación de la toma se selecciona una vez hecho un estudio técnico-económico.

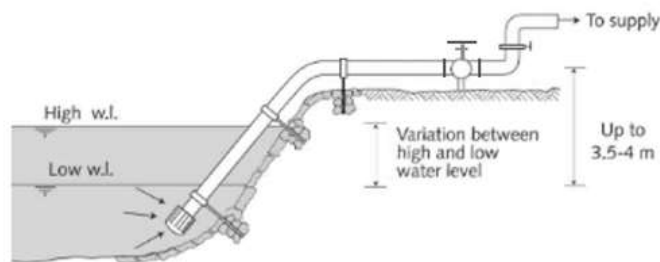
Para un eficiente funcionamiento, una captación con azud de derivación debe contener los siguientes elementos en su configuración:

- Muro de ala
- Reja de entrada
- Desarenador y desripador
- Compuertas de regulación y mantenimiento
- Zampeado después del azud

2.4.3.4 Tomas de Agua por Bombeo

Las tomas de agua por bombeo o estaciones de bombeo se utilizan cuando no existe la suficiente carga hidráulica para captar a gravedad, cuando la fuente tiene un mínimo de arrastre de sedimentos de fondo o durante el transcurso del año, tiene variaciones en sus niveles de flujo por encima de los 3-4 metros, también son una alternativa cuando se capta un caudal pequeño, esto quiere decir en otras palabras, para una población menor de 5000 habitantes. (CPE INEN: 5, PARTE 9-1, 1992, pág. 78)

Figura 7. Toma de Agua de Fuentes Superficiales por Bombeo



Nota: Reproducido de Ilustración existente en “Abastecimiento de aguas”. Universidad Politécnica de Cartagena. (Cruz, 2019, pág. 28).

Cabe mencionar que este tipo de captación representa uno de los costos más elevados por operación debido a la necesidad de una fuente de energía o combustibles fósiles para la operación del equipo de bombeo, por lo que, como consecuencia, el costo por el servicio de agua será más elevado para la población beneficiada.

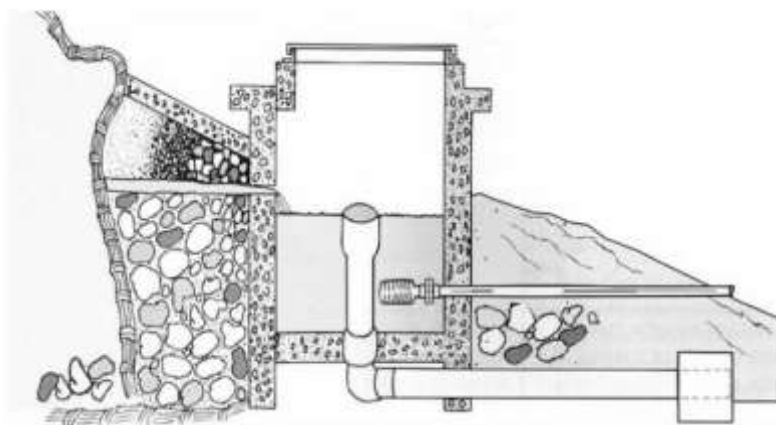
2.4.4 Captaciones Subterráneas

Las fuentes subterráneas son aquellas que se almacenan de manera natural en acuíferos y se alimentan del agua que se infiltra y percola en el suelo. La captación de agua proveniente de estas fuentes se caracteriza por ser de buena calidad, cabe destacar que las obras de toma de las fuentes subsuperficiales tienen una mayor facilidad de construcción y por lo tanto el costo, operación y mantenimiento de estas obras, es menor en comparación con las obras de toma para fuentes subterráneas. Las obras de toma para extraer agua de las fuentes anteriormente mencionadas son los pozos someros, galerías filtrantes, pozos radiales o pozos profundos, entre otros.

2.4.4.1 Captación de Vertientes

“Los afloramientos deberán descargar libremente, sin forzar ni alterar las condiciones hidráulicas naturales existentes” (CPE INEN: 5, PARTE 9-1, 1992, pág. 91). La captación de vertientes o afloramientos se debe realizar mediante la construcción de una cámara, la cual proteja de cualquier material contaminante a la fuente, además de que permita que el sistema no se tapone.

Figura 8. Sistema de Captación de un Manantial de Ladera

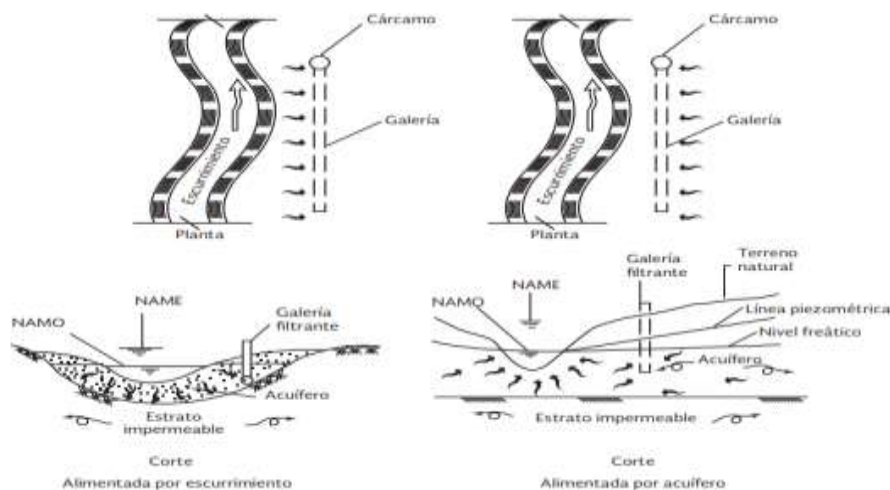


Nota: Reproducido de Ilustración existente en “Agua Potable en Zonas Rurales: Operación y Mantenimiento de Sistemas por Gravedad sin Planta de tratamiento”. (CARE Perú, 2001, pág.19).

2.4.4.1 Galerías Filtrantes

Las galerías filtrantes o también conocidas como minas de captación de agua, se utilizan cuando el afloramiento de agua no es puntual, sino de tipo disperso, y se caracterizan por ser obras hidráulicas colocadas de manera longitudinal en un terreno con suelo permeable, permitiendo captar el agua proveniente de fuentes subsuperficiales o subterráneas, mediante la construcción de zanjas, trincheras, o drenes, en las cuales se colocará tubería perforada para después ser extraída por gravedad o por bombeo. (Pérez, 2021)

Figura 9. *Galería Filtrante Alimentada por Esguerrimiento y por un Acuífero*



Nota: Reproducido de Ilustración 5.4, del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro 7: Obras de Captación Superficial (Comisión Nacional del Agua, 2019, pág. 93)

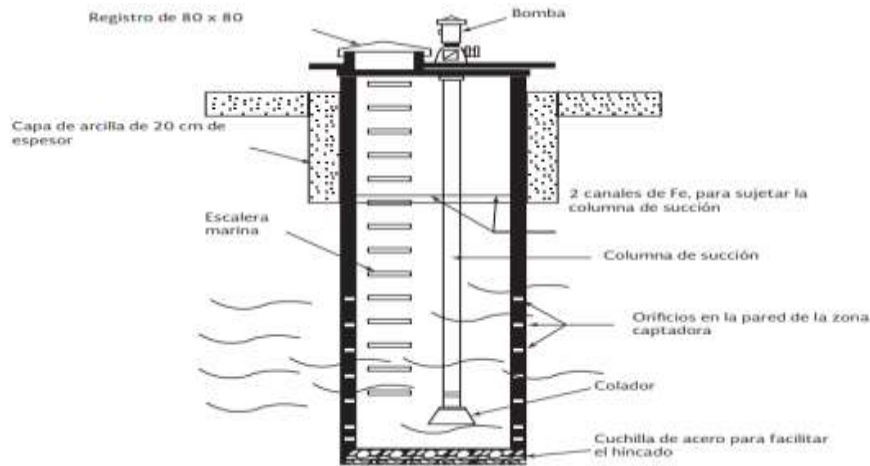
La disposición de la galería filtrante depende del sentido predominante del flujo, mismo que depende de la permeabilidad del suelo y, en caso de tener como fuente de recarga un río, de la velocidad de la escurrentía superficial.

2.4.4.2 Pozos Somero o Excavados

Se recomienda el uso de pozos someros, o también conocidos como pozos excavados a cielo abierto, cuando el nivel freático, o la existencia de un acuífero, se encuentra cercano a la

superficie. El material a ser excavado debe ser suelo sin consistencia, como son los suelos aluviales, que por lo general se encuentran en los márgenes de los ríos.

Figura 10. *Pozo Excavado o Somero*

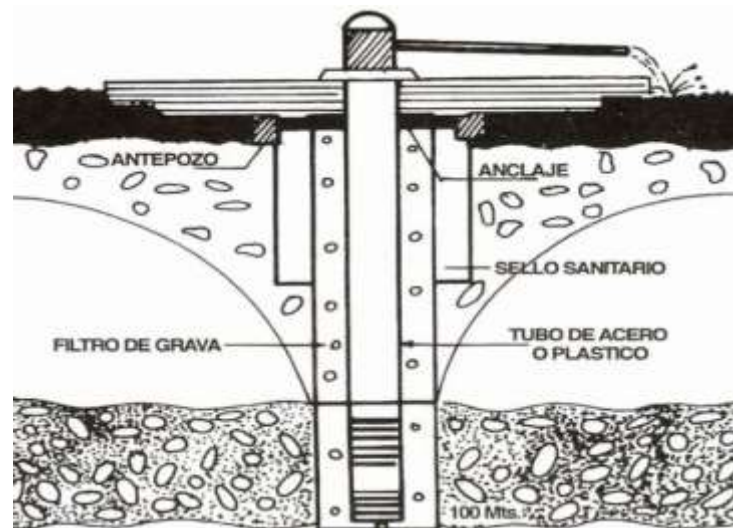


Nota: Reproducido de Ilustración 5.1, del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro 7: Obras de Captación Superficial (Comisión Nacional del Agua, 2019, pág. 89)

2.4.4.3 Pozos Profundos

El principio de un pozo profundo consiste en, una vez realizados los estudios pertinentes (hidrológicos, geológicos, topográficos, entre otros), realizar una perforación en el suelo hasta llegar a la fuente de captación y que, posteriormente se extrae a nivel de la superficie con equipo mecánico o manualmente.

Figura 11. Partes Principales de un Pozo Profundo



Nota: Reproducido de Ilustración existente en “Programa de Capacitación y Certificación del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico: Operación Y Mantenimiento De Pozos Profundos Para Acueductos” (Ministerio de Desarrollo Económico, 1999, pág. 69)

2.5 Líneas de Conducción

Dentro del sistema de agua potable, las líneas de conducción tienen la finalidad de transportar el agua ya sea cruda o potable, de manera segura, cumpliendo con los requisitos de cantidad y continuidad para una población dada.

La conducción se puede clasificar en dos tipos, conducciones a presión y conducciones a gravedad, el tipo de conducción a implementarse se define tomando en consideración la calidad y el tipo de la fuente, la topografía y geología del terreno, el tipo de obra de captación, el caudal a transportar, la distancia desde la obra de toma hasta el punto de entre, entre otros factores técnicos y económicos.

Es recomendable que, para la conducción de agua potable, se transporte mediante el uso de tuberías que trabajan a presión ya que disminuyen el riesgo de contaminación de agentes externos, mientras que la conducción del agua cruda desde el punto de captación puede

transportarse mediante la implementación de canales con superficie libre, tuberías parcialmente llenas o tuberías a presión.

2.5.1 Caudal de Diseño

Los criterios para el caudal de diseño para poblaciones rurales definidos en el Código de Prácticas Ecuatoriano INEN Parte 9-2 se definen de la siguiente manera:

Cuando la conducción requiera bombeo, el caudal de diseño dependerá directamente de las horas de bombeo y del consumo máximo diario, satisfaciendo la siguiente ecuación:

La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$Q_d = 1.05 * Q_{MD} * \frac{24 h}{\#No. de Horas de bombeo al día} \quad (15)$$

Donde:

- Q_d = Caudal de Diseño
- Q_{MD} = Caudal Máximo Diario (Final del periodo de diseño)

Cuando la conducción no requiera bombeo, el caudal de diseño corresponderá a 1.1 veces el caudal máximo diario calculado al final del periodo de diseño.

2.6 Plantas de Potabilización

El tratamiento que se pretende realizar en el agua cruda destinada para el consumo humano, depende directamente de la calidad que esta posee, por lo que es fundamental realizar ensayos para caracterizar el agua y con base en los resultados obtenidos, determinar si existen sustancias que deben ser removidas, eliminadas, o reducidas, mediante procesos

unitarios dentro de una planta de tratamiento, hasta cumplir con los parámetros establecidos en la norma, con el objeto de salvaguardar la salud de las personas.

Como se ha mencionado anteriormente, el agua proveniente de fuentes superficiales tiene la probabilidad de tener una menor calidad que el agua proveniente de fuentes subterráneas, por lo tanto, es probable que requiera de un tratamiento más completo. Cabe mencionar que independiente de la calidad de la fuente, en todos los casos se debe realizar un tratamiento de desinfección.

Las operaciones unitarias utilizadas comúnmente para el tratamiento de agua potable dentro de una planta de tratamiento son:

- Desarenador
- Aireador
- Desinfección
- Coagulador
- Floculador
- Sedimentador
- Filtros

Las plantas de tratamiento, por lo general, trabajan a gravedad, de esta manera las operaciones unitarias dentro de una planta se encuentran de manera secuencial, esto se realiza con el objeto de no requerir bombeo debido al costo elevado de funcionamiento.

En la Tabla 5 se realiza un resumen de los métodos utilizados para el tratamiento del agua potable y su principal objetivo.

Tabla 5. Resumen de los Métodos Utilizados para el Tratamiento de Agua Potable

Método de Tratamiento	Agente/ Objetivos
I. Separación Mecánica	<ul style="list-style-type: none">➤ Por gravedad – sedimentación➤ Por cribado – cribas, depuradores, filtros➤ Por adherencia – depuradores, filtros
II. Coagulación	<ul style="list-style-type: none">➤ Mediante un tratamiento químico que permite agrupar las materias, haciéndolas más susceptibles de ser eliminadas por separación mecánica, pero sin que se produzcan cambios significativos en la química del agua.
III. Purificación Química	<ul style="list-style-type: none">➤ Ablandamiento del agua – Uso de cal➤ Eliminación de hierro➤ Neutralización de ácidos objetables
IV. Proceso de Desinfección	<ul style="list-style-type: none">➤ Ozono➤ Sulfato de Cobre➤ El objetivo de estos procesos es envenenar y matar los organismos sin añadir sustancias perjudiciales a la salud de los usuarios
V. Procesos Biológicos	<ul style="list-style-type: none">➤ Oxidación de la materia orgánica debido a que es el alimento de organismos, además, influyen de manera negativa en la eliminación de los mismos
VI. Aireación	<ul style="list-style-type: none">➤ Evaporación de gases que se encuentran en soluciones, produciendo olores y sabores.➤ Evaporación de ácido carbónico, alimento de algunos microorganismos patógenos➤ Suministro de oxígeno necesario para purificaciones químicas

Continua...

Continuación...

Tabla 5. *Resumen de los Métodos Utilizados para el Tratamiento de Agua Potable*

Método de Tratamiento	Agente/ Objetivos
VII. Hervido	➤ El mejor método domestico para la protección de aguas portadoras de enfermedades
VIII. Membranas	➤ Microfiltración ➤ Ultrafiltración ➤ Ósmosis Inversa ➤ Electrodialisis

Nota: Reproducido de MWH's Water Treatment: Principles and Design. Tabla 1-2 (Crittenden, J. 2012)

2.6.1 Selección de Procesos para el Tratamiento de Agua Potable

La selección de procesos para potabilizar el agua dentro de una planta de tratamiento, proveniente de una fuente superficial o subterránea, normalmente viene dada por los pasos que se enlistan a continuación:

1. Caracterización de la calidad de la fuente a captar y planteamiento de objetivos con base en la normativa técnica.
2. Estudios de prediseño, que incluyen la construcción de una planta piloto y finaliza con la presentación de alternativas.
3. Diseño detallado de la alternativa seleccionada
4. Etapa constructiva
5. Etapa de operación y mantenimiento

En la Tabla 6, se presenta con mayor detalle, como minimizar o eliminar parámetros de calidad del agua utilizando los procesos y operaciones unitarias para obtener los resultados de calidad de agua esperados.

Tabla 6. Procesos de Tratamientos más Comunes para el Agua Potable

Parámetro de Calidad del Agua	Componentes del Proceso
I. Reducción de turbidez	Filtración <ul style="list-style-type: none"> ➤ Filtro rápido de arena Coagulación Floculación ➤ Clarificación Sedimentación simple Sedimentadores de placas Contacto de sólidos Disolución por aire flotante Filtración ➤ Filtro rápido de arena- modo directo Coagulación/Floculación Filtración Filtro lento de arena ➤ Filtración con tierra de diatomeas ➤ Filtración mediante membrana Ultrafiltración Nanofiltración Ósmosis Inversa
II. Remoción de bacterias, virus, quistes	Reducción Artificial- Inactivación-Desinfección <ul style="list-style-type: none"> ➤ Cloro ➤ Cloramina ➤ Dióxido de Cloro ➤ Ozono ➤ Uv
III. Color	Coagulación/ Filtro Rápido de Arena <ul style="list-style-type: none"> ➤ Carbón granular activado ➤ Carbón activado en polvo ➤ Resinas sintéticas Oxidación <ul style="list-style-type: none"> ➤ Ozono ➤ Cloro

Continua...

Continuación...

Tabla 6. *Procesos de Tratamientos más Comunes para el Agua Potable*

Parámetro de Calidad del Agua	Componentes del Proceso
III. Color	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Dióxido de cloro ➤ Permanganato de potasio Nanofiltración
IV. Control de sabor y olor	Oxidación <ul style="list-style-type: none"> ➤ Ozono ➤ Cloro ➤ Dióxido de cloro ➤ Permanganato de potasio BAC Adsorción
V. Reducción orgánica volátil	Separación de aire <ul style="list-style-type: none"> ➤ Carbón granular activado
VI. Desinfección mediante el control de productos	Reducción de precursores <ul style="list-style-type: none"> ➤ Coagulación mejorada ➤ Carbón granular activado ➤ Medios de carbón biológicamente (BAC) activado ➤ Nanofiltración Mediante remoción con productos <ul style="list-style-type: none"> ➤ Carbón granular activado ➤ Separación de aire
VII. Reducción de hierro y manganeso	Filtración de precipitados formados por una preoxidación <ul style="list-style-type: none"> ➤ Medios de arena o antracita ➤ Medios propios Agente captador de polifosfatos
VIII. Reducción de la dureza	Ablandamiento con cal <ul style="list-style-type: none"> ➤ Intercambio de iones ➤ Nanofiltración

Continúa...

Continuación...

Tabla 6. *Procesos de Tratamientos más Comunes para el Agua Potable*

Parámetro de Calidad del Agua	Componentes del Proceso
IX. Reducción química de materia orgánica e inorgánica	➤ Intercambio de iones
	➤ Medios de carbón activado biológicamente (BAC)
	➤ Ósmosis Inversa
X. Control de corrosión	Postratamiento
	➤ Ajuste del pH
	➤ Inhibidores

Nota: Reproducido de MWH's Water Treatment: Principles and Design. Tabla 1-2 (Crittenden, J. 2012)

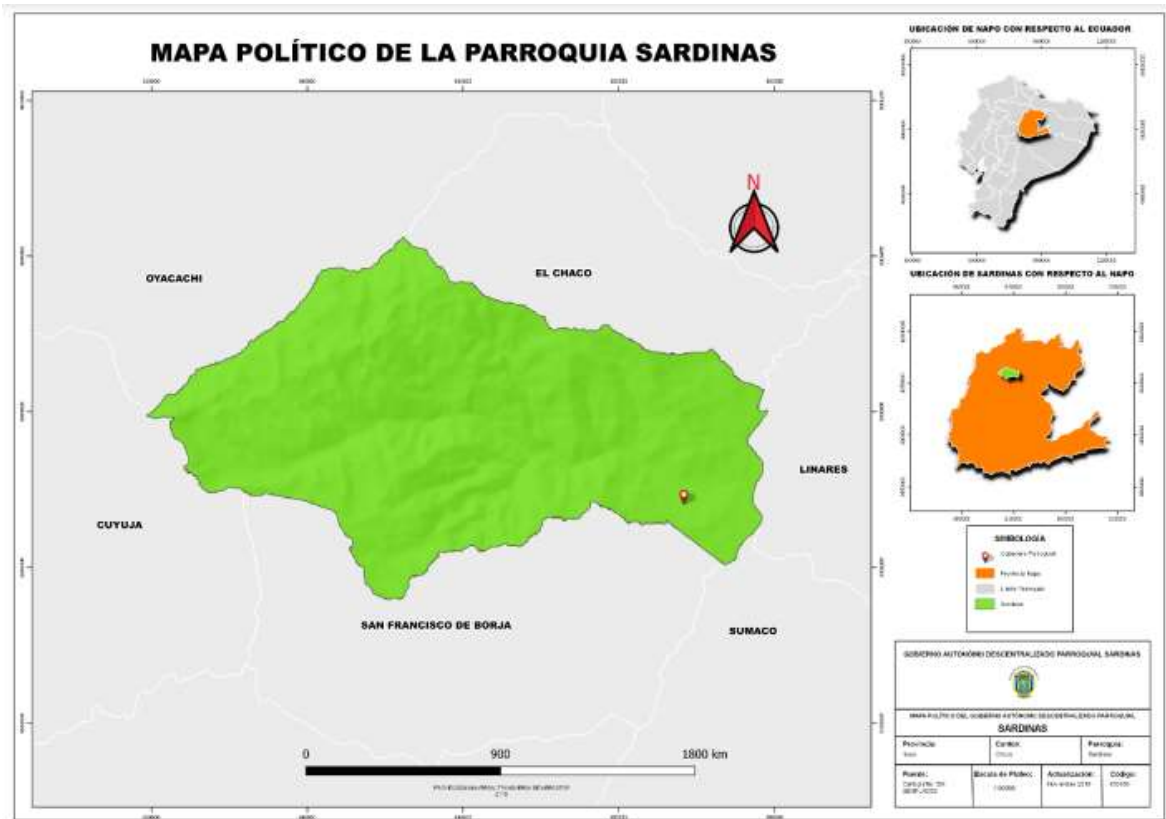
3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 Información General

La parroquia Sardinias es declarada como parroquia el 22 de abril de 1969, está ubicada en la región amazónica del Ecuador, precisamente dentro del cantón El Chaco, provincia de Napo. La parroquia tiene una extensión aproximada de 12.672 Ha, dentro de la cual, debido a la presencia de dos macro relieves, que son la cordillera de los Andes y la formación de un valle tectónico, existe un rango altitudinal que va desde los 1600 msnm hasta los 4000msnm.

La parroquia Sardinias está conformada por dos barrios y cuatro sectores: Barrio Central (cabecera Parroquial), Barrio Brasil de Franco, Sector Santa Marianita, Sector San Marcos, Sector San Andrés y Sector Yaucana (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 146).

Figura 12. Mapa Político de la Parroquia Sardinas



Nota: Obtenido del Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón El Chaco

3.1.1 Clima

La parroquia Sardinas cuenta con 3 formaciones climáticas las cuales son: tropical megatérmico húmedo, que se encuentra aproximadamente en el 27 % de la extensión de la parroquia, ecuatorial mesotérmico semi-húmedo, que se encuentra aproximadamente en el 20 % de la extensión de la parroquia, ecuatorial de alta montaña que se encuentra aproximadamente en el 53 % de la extensión de la parroquia.

La temperatura en la parroquia oscila entre los 7°- 18 °C, mientras que la precipitación media anual varía entre 1750- 3000 mm de precipitación.

3.1.2 Hidrología

El río Sardinas representa el afluente principal en la hidrografía de la parroquia Sardinas, mismo que es la principal fuente de agua para la población de la parroquia. Este río desemboca en el río Quijos, como un afluente secundario, mientras que el río Papallacta, formado en la Cordillera de los Andes, es el afluente primario.

“En la zona alta el río Sardinas se desarrolla como un río de montaña turbulento y aireado naturalmente, en la zona media, el río atraviesa zonas ganaderas, de extracción de material pétreo, de recreación y asentamientos humanos dispersos” (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 26)

3.2 Caracterización Socio-Económica

Se centra en caracterizar la población asentada en la parroquia Sardinas, con la finalidad de definir comportamientos y datos que influyan en el consumo y uso del agua potable, de esta manera, se realizaran cálculos de acuerdo a las necesidades de la población analizada.

3.2.1 Población

Mediante la información proporcionada por el Instituto Nacional de Estadística y Censos, la Secretaria Nacional de Planificación del Ecuador y del censo realizado por el Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia Sardinas, se realizó la Tabla 7.

Tabla 7. *Población total y proyectada 2010-2020.*

Año	Tipo	Total
2010	Censo INEC	537
2015	Proyección INEC	619
2020	Proyección INEC	688

Nota: Datos obtenidos del Instituto Nacional de Estadística y Censos

Mediante un censo realizado en campo, para la actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, se determinó que en el año 2020 existía una población de 566 habitantes de los cuales 297 eran de género masculino y 269 eran de género femenino, valor que difiere por 122 habitantes en relación con la proyección realizada por el INEC. De esta manera podemos constatar que el crecimiento de la población en la parroquia Sardinias fue mucho menor que el esperado, información que se debe tomar en cuenta al momento de realizar las proyecciones poblacionales.

3.2.2 Densidad demográfica

La densidad demográfica se calcula mediante la división de la cantidad de personas que habitan en una superficie determinada dividida para la extensión total de la zona en estudio. Con base en los resultados de los censos realizados por el INEC en el año 2010, y por el por el GAD parroquial de Sardinias en el año 2020, se calculó la densidad poblacional de la parroquia Sardinias, los datos se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. *Densidad Poblacional en el año 2010 y 2020.*

Año	Población	Superficie (Km ²)	Densidad Poblacional (Hab/km ²)
1990	350	125.22	2.80
2001	487	125.22	3.89
2010	537	125.22	4.29
2020	566	127.62	4.44

Nota: Datos obtenidos del Instituto Nacional de Estadística y Censos, y del GAD parroquial de Sardinias.

La tasa de crecimiento con respecto al año 2010, se calcula a continuación:

$$Tasa\ de\ Crecimiento = \left(\frac{566 - 537}{537} \right) * 100 = 5.40\%$$

Se puede apreciar en la Tabla 8 que, a pesar de que la superficie del territorio de la parroquia Sardinias aumento, también aumento la densidad poblacional.

3.2.3 Actividades Económicas

Las principales actividades realizadas en la parroquia Sardinias que impulsan la economía son la agricultura, la ganadería, la silvicultura y la pesca como se indica en la Tabla 9. Cabe mencionar que, para realizar las actividades mencionadas anteriormente, no existen sistemas de riego, debido a la alta pluviosidad que existe en la zona.

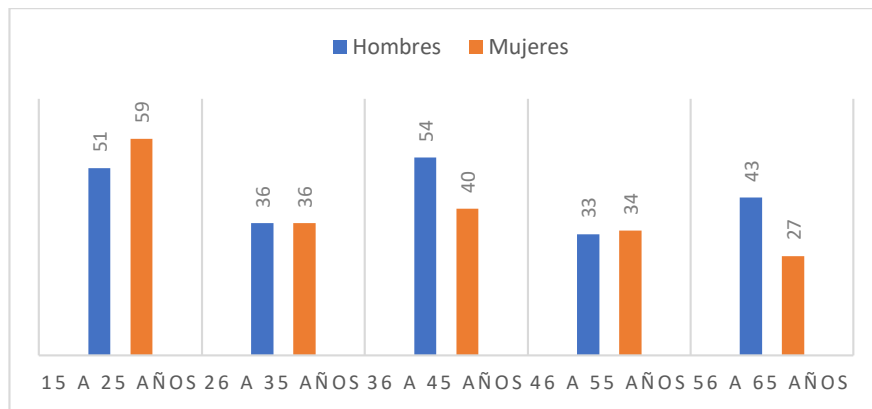
Tabla 9. Principales Actividades Económicas en la Parroquia Sardinias

Actividad	PEA	%
Agricultura, ganadería, silvicultura y pesca	200	48
Empleo privado, público, otro	50	12
Industrias Manufactureras	9	2
Construcción	4	1
Actividades de hogar	95	23
Otro	55	13

Nota: Datos obtenidos Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 77)

La población económicamente activa (PEA) en la parroquia de Sardinias es de 413 personas, dentro de la cual, están los habitantes que se encuentran en el rango de edad 15-65 años, que tengan capacidad y disponibilidad para trabajar, y que se hayan dedicado a una actividad mencionada en la Tabla 9 al menos 1 hora en la semana. En la Figura 14, se muestra un gráfico de barras, que divide a la población económicamente activa, por rango de edad y por sexo.

Figura 13. Población Económicamente Activa Dividida por Rango de Edad y Sexo



Nota: Datos obtenidos de la Tabla N.-7, del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 76)

Con base a los resultados mostrados en la Figura 14, se concluye que los hombres representan el 52.54% del PEA, mientras que las mujeres representan el 47.46% del PEA de la parroquia Sardinias.

3.2.4 Vivienda

El estilo de vida de una persona se puede definir en gran medida según las características de la vivienda y la facilidad que posee la misma para acceder a los servicios básicos, dentro de este contexto, y gracias a la información recolectada por el GAD parroquial de Sardinias, se presenta en este capítulo, la proveniencia y el tipo de material de las casas.

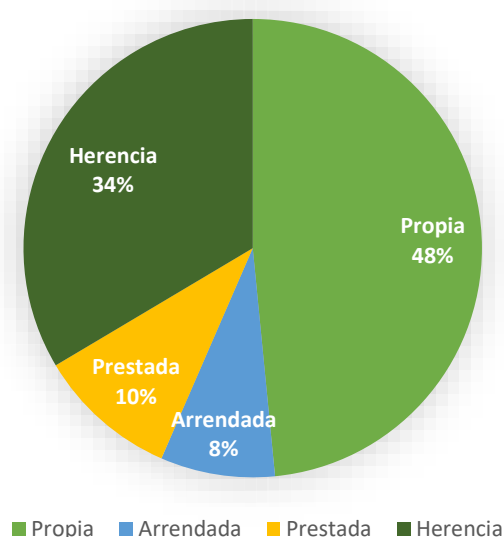
Tabla 10. Proveniencia de la Vivienda

Estado	#No.Casas
Propia	78
Arrendada	13
Prestada	16
Herencia	54

Nota: Datos obtenidos de la Tabla N 73 del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 117)

El total de casas en la parroquia Sardinias es de 161 viviendas, de las cuales, como se evidencia en la Tabla 10, el tipo de tenencia de vivienda que predomina es la vivienda propia representando el 48.45% del total de las viviendas, seguido de la vivienda proveniente de herencias representando el 33.54%, en tercer sitio se ubica las viviendas prestadas que representan el 9.94% y por último están las viviendas arrendadas representando el 8.07%.

Figura 14. Proveniencia de la Vivienda



Nota: Datos obtenidos de la Tabla N 73 del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 117).

El material empleado para la construcción de las viviendas es un indicador de la calidad, comodidad, seguridad y vida útil de la estructura. El tipo de material empleado para construir las viviendas en la parroquia de Sardinias, es presentado en la Tabla 11.

Tabla 11. Material Empleado para la Construcción de la Vivienda

Material	#No.Casas	%
Madera	53	32.92
Hormigón Armado	45	27.94
Caña	4	2.48
Mixto (hormigón/madera)	31	19.25
Mixto (hormigón/estructura metálica)	7	4.35
Media Agua	6	3.73
Rancho	14	8.70
Otro	1	0.62
Total	161	100%

Nota: Datos obtenidos Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Tabla N.-8. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 119)

La Tabla 11 indica que, de las 161 viviendas existentes en la parroquia, las viviendas construidas con madera, hormigón o un mixto de ambas, representan el 80.11%, siendo la madera el material más común para la construcción de viviendas representando un 52.17%.

Tabla 12. Material de la Cubierta de las Viviendas

Material de Cubierta	#No.Casas	%
Zinc	121	75.16
Losa de Hormigón	28	17.39
Policarbonato	6	3.73
Teja	2	1.24
Deck de Acero	4	2.48
Total	161	100%

Nota: Datos obtenidos Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Tabla N.-75. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 120)

Con los resultados especificados en la Tabla 12, podemos verificar que el material predominante para las cubiertas de las viviendas localizadas en la parroquia Sardinias, es el zinc, representando el 75.16% de la totalidad.

3.3 Acceso al Agua Potable

En la parroquia Sardinias, la cabecera cantonal (Barrio Central) y el Barrio Brasil de Franco acceden al servicio de agua potable mediante la red con conexiones domiciliarias, por otra parte, debido a su locación dispersa, los sectores: San Andrés, Santa Marianita y San Marcos acceden al agua mediante la recolección directa en quebradas adyacentes sin ningún tratamiento previo, mientras que el sector Yaucana, al situarse en una cota elevada, accede al agua mediante la recolección de agua lluvia.

Tabla 13. Fuentes de Agua para la Parroquia Sardinias

Fuente	#No.Casas	%
Red Pública (Agua Potable)	138	85.72
Recolección en Quebradas	16	9.94
Recolección en Acequias, Canales, Vertientes	3	1.86
Agua Embotellada	1	0.62
Lluvia	3	1.86
Total	161	100%

Nota: Datos obtenidos Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Tabla N.-79. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 124)

La red pública del sistema de agua potable de la parroquia Sardinias abastece únicamente a la población del Barrio Brasil de Franco y al Barrio Central, dentro de los cuales los usuarios están repartidos como se indica en la Tabla 14.

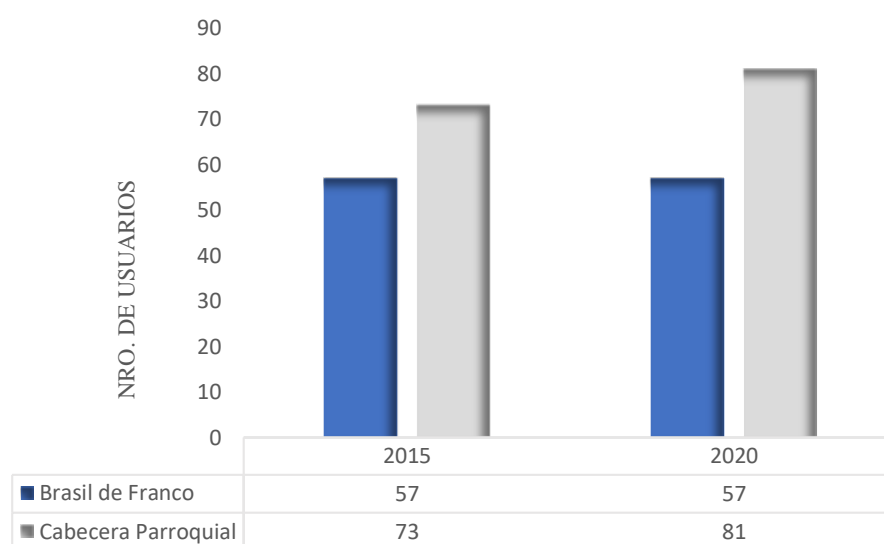
Tabla 14. *Usuarios de Agua Potable años 2015 y 2020*

Barrio	2015	%	2020	%
Brasil de Franco	57	43.85	57	41.30
Cabecera Parroquial	73	56.15	81	58.70
Total	130	100%	138	100%

Nota: Datos obtenidos Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Tabla N.-80. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 125)

La Tabla 14 refleja que hubo un aumento de 8 usuarios entre el año 2015 y 2020 de los cuales todos se ubicaron en el Barrio Central, por lo tanto, el número de usuarios en el Barrio Central aumento en un 10.96% con respecto al año 2015.

Figura 15. *Usuarios del Servicio del Sistema de Agua Potable*



Nota: Datos obtenidos de la Tabla N.-80 del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 125).

3.4 Descripción del Sistema Actual

3.4.1 Sistema de Captación

Figura 16. *Obra de Toma*



Nota: Elaboración propia

La obra de toma se encuentra ubicada en el río Sardinas Chico a una cota de 1848.46 msnm. Es una obra de toma tipo Caucasiona o también conocida como toma tipo tirolesa, conformada por muros de ala de entrada, muros de encauzamiento, muros de ala de salida, azud o baraje, rejilla de fondo ubicada en el cuerpo del azud, un canal colector conectado a una tubería de acero de 4 pulgadas de diámetro que conduce el agua captada a una caja de revisión, después de la caja de revisión existe una caja con dos válvulas de compuerta de hierro fundido con uniones gibault, una tiene la función de purgar el caudal excedente de la cámara de revisión y otra válvula permite el flujo en la línea de conducción.

3.4.2 Línea de Conducción

El sistema de conducción implementado en la parroquia Sardinas funciona a gravedad y está conformado por una tubería de policloruro de vinilo (PVC) la cual trabaja a presión, la

tubería se encuentra soterrada, tiene un diámetro de 4 pulgadas y una longitud de 2866.704 metros que va desde la obra de toma hasta llegar a la planta de tratamiento.

Parte de una cota de 1847.56 msnm en la zona de captación, y tiene una cota de llegada a la planta de tratamiento de 1703.71 msnm, en su punto más bajo llega a una cota de 1673.89 msnm y es capaz de transportar 20.79 l/s.

Al llegar a la planta de tratamiento, la tubería de conducción tiene una válvula de regulación que controla la cantidad de agua que ingresa a la planta de tratamiento, mientras que el exceso se dirige directamente al Sardinas Grande.

3.4.3 Planta de Tratamiento

La planta de tratamiento es de tipo convencional, la cual tiene tres operaciones unitarias en su proceso de purificación y son, aireación, filtración y desinfección

3.4.3.1 Aireación

Figura 17. Torre de Bandejas



Nota: Elaboración propia

El caudal derivado de la línea de conducción se vierte directamente en la primera operación unitaria, que cuenta la planta de tratamiento, que es un aireador de bandejas o también conocido como torre de aireación, la estructura es de acero de forma rectangular y cuenta con 4 bandejas.

3.4.3.2 Filtración

Una vez realizado el proceso de aireación, el agua se dirige a una estructura que deriva el caudal en dos para posteriormente realizar el proceso de filtración en los dos tanques de filtración existentes en la planta.

Figura 18. Filtros de Arena Rápidos



Nota: Elaboración propia

Los filtros son de tipo directos con flujo descendente, están conformados por capas de arena, grava y antracita, son de hormigón conformados de manera circular con un diámetro de 3.34 metros.

3.4.3.3 Desinfección

La desinfección se realiza mediante un método primario de desinfección, es decir que la cloración se produce dentro de la planta de tratamiento y no en la red de distribución, la desinfección aplicada en la planta de tratamiento es un sistema de cloración por goteo.

Figura 19. *Tanque de Cloración*



Nota: Elaboración propia

La solución clorada se produce en un tanque con capacidad de 250 litros el cual se encuentra ubicado encima de la caseta de cloración a 2.20 metros por encima del nivel del suelo.

3.4.4 Tanque de Reserva

El agua potabilizada se dirige al tanque de reserva que queda aproximadamente a 6 metros de los tanques de filtración. El tanque tiene una capacidad de almacenar 364 m³ de agua potable, es de hormigón armado y está compuesto con una válvula con flotador de cierre,

tubería de desagüe, válvulas de compuerta de salida, tubos de ventilación, escaleras de acceso y dos compuertas de revisión en la parte superior del tanque.

Figura 20. *Tanque de Reserva*

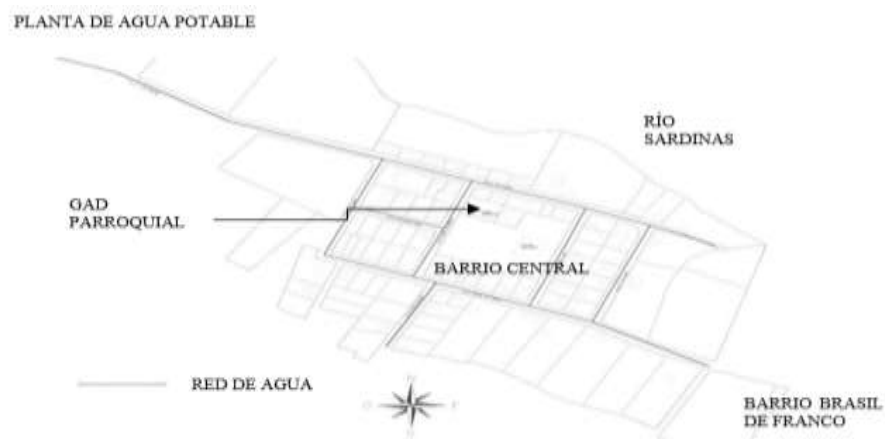


Nota: Elaboración propia

3.4.5 Red de Distribución

La red de distribución de agua potable en la parroquia Sardinias es una red única combinada con tramos cerrados en el Barrio Central y tramos abiertos que conducen el agua potable al Barrio Brasil de Franco. Como se indica en la Figura 16 existen 81 usuarios de la red en la cabecera parroquial frente a los 57 usuarios existentes en el Barrio Brasil de Franco.

Figura 21. *Plano de la Red de Distribución: Barrio Central*



Nota: Reproducida de la Imagen N.-22 del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. (PDOT SARDINAS, 2021, pág. 125).

4 EVALUACIÓN FÍSICA, HIDRÁULICA Y SANITARIA

4.1 Evaluación de la Obra de Toma

4.1.1 Evaluación Física

4.1.1.1 Datos Generales

Tabla 15. *Datos Generales de la Obra de Toma*

Ubicación	Parroquia Sardinias
Año de Construcción	2002-2003
Material de Construcción	Hormigón
Tipo de Captación	Toma Caucásiana
Caudal de Captación	21.86 l/s (Zona:18
Coordenadas UTM	Hemisferio: Sur Este=182534 Norte=9959277

Nota: Elaboración Propia

4.1.1.2 Componentes de la Captación

Plataforma de Aproximación:

- Inexistente

Muros de Ala de Ingreso:

Los muros de ala de aproximación están contruidos con hormigón ciclópeo, dispuestos de manera escalonada en elevación, como se muestra en la Figura 17. Tienen un ancho de 1.10 m y sus alturas con respecto al fondo del río son de 2.90m, 2.00m y 1.5m de altura respectivamente.

Figura 22. *Muros de Ala de Ingreso*



Nota: Elaboración Propia

Los muros de ala tienen una altura de 0.5m por encima del cimacio del azud. Es necesario mencionar que se requiere limpieza de los muros de ala, debido a la formación de vegetación en las paredes de los mismos, así como también de los alrededores del lugar.

Presa Derivadora:

La captación se caracteriza por tener un azud de derivación el cual se conforma de dos partes como se muestra en la Figura 24. La primera parte es el azud que tiene un paramento de 1m de altura, un ancho de 9.5m, una inclinación de 45° con respecto a la horizontal y posee un perfil trapezoidal. Con esta forma de vertedero, en condiciones accidentadas, como lo es el paso de materia en suspensión o un mayor caudal en el río, puede producirse la entrada de aire debido al despegue de la lámina de flujo con respecto a las paredes del azud, provocando de esta manera vibraciones que ponen en peligro la estabilidad de la estructura(Krochin, 1978).

La segunda parte se encuentra al pie del azud, se trata de una grada que permite la caída libre del caudal del río para salvar la diferencia de cotas, tiene un largo de 0.85 cm y una altura de 0.65m.

Figura 23. *Azud de Derivación con Caída Libre*



Nota: Elaboración Propia

El cuerpo del azud está conformado por hormigón ciclópeo y como material de recubrimiento se utilizó hormigón armado con varillas de 12mm como refuerzo. Se evidencia la conformación de sedimento aguas arriba y aguas abajo del azud lo que contribuye a un funcionamiento parcial del mismo, tal como se muestra en la Figura 25.

Figura 24. *Formación de Sedimento Aguas Arriba y Aguas Abajo de la Estructura*



Nota: Elaboración propia.

Se evidencia que, debido al paso del agua a grandes velocidades, el cuerpo del azud se encuentra erosionado permitiendo ver el refuerzo en la superficie del mismo, además, al no existir una estructura de disipación de energía aguas abajo del azud, este presenta socavación.

Figura 25. *Erosión y Socavación en el Azud*



Nota: Elaboración propia.

Rejilla:

La obra de toma está compuesta por una rejilla de fondo ubicada en el cuerpo del azud, la cual es de hierro fundido, cuadra de 0.6m x 0.6m la cual se encuentra 0.2m por debajo de la cresta del cimacio del azud. La rejilla tiene la misma inclinación que el azud (45°).

Figura 26. Rejilla de Fondo



Nota: Elaboración propia. A la izq. rejilla en funcionamiento, a la der. rejilla fuera de servicio.

Como se evidencia en la Figura 21, el sentido de la disposición de las platinas es perpendicular al sentido del flujo, está compuesta por platinas circulares las cuales presentan oxidación y materia orgánica entre las separaciones de las mismas.

Estructura de disipación de energía:

- Inexistente

Muros de ala de Salida:

Al igual que los muros de ala de entrada, los muros de ala de salida están contruidos con hormigón ciclópeo, los cuales se elevan 2.15m por encima de la superficie del río aguas debajo del azud, tienen un ancho de 1.5m y un largo de 12m.

Figura 27. Muros de Ala de Salida



Nota: Elaboración propia.

Al no existir una estructura de disipación de energía se evidencia la socavación en la parte inferior de los muros de ala comprometiendo la estabilidad de los mismo.

Estructuras de operación y mantenimiento:

Existen adyacentes a la obra de toma, una caja de revisión conectada a la tubería de recolección, misma que tiene 1.5m de profundidad, 0.8m de ancho y largo, las paredes tienen un espesor de 0.15m. Existe 1.3m de altura desde la cota superficial hasta el eje de la tubería de recolección, misma que tiene un diámetro interno de 4pulgadas.

Figura 28. *Caja de Revisión.*



Nota: Elaboración propia.

La caja de válvulas se encuentra adyacente a la caja de revisión, la cual está conectada por una tubería de diámetro de 4 pulgadas, tiene las mismas dimensiones en alto largo y ancho. Está conformada por dos válvulas de compuerta de hierro fundido, una válvula sirve de purga y la otra está conectada a la línea de conducción con uniones gibault.

Figura 29. *Caja de Válvulas*



Nota: Elaboración propia.

Desripador:

- Inexistente

Desarenador:

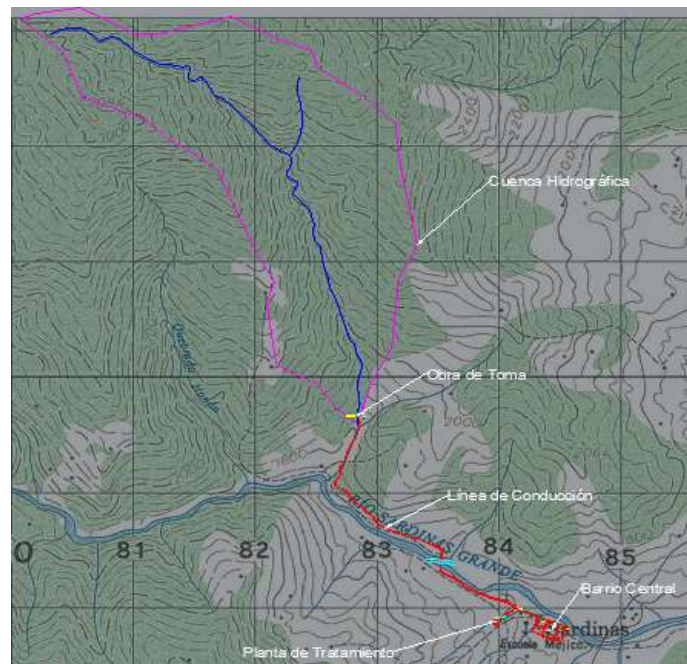
- Inexistente

4.1.2 Evaluación Hidráulica

4.1.2.1 Cuenca Hidrográfica

Para realizar una correcta evaluación hidráulica de la obra de toma debemos conocer la morfología de la cuenca en donde está la estructura de captación, características que permitirán calcular el caudal de máxima crecida para diferentes tiempos de retorno con la finalidad de evaluar si la estructura de captación está bien dimensionada o requiere un rediseño.

Figura 30. Cuenca Hidrográfica de la Quebrada en Estudio



Nota: Elaboración propia

La Figura 31 muestra la delimitación de la cuenca hidrográfica y la localización de la obra de toma, línea de conducción, planta de tratamiento en escala 1:50000.

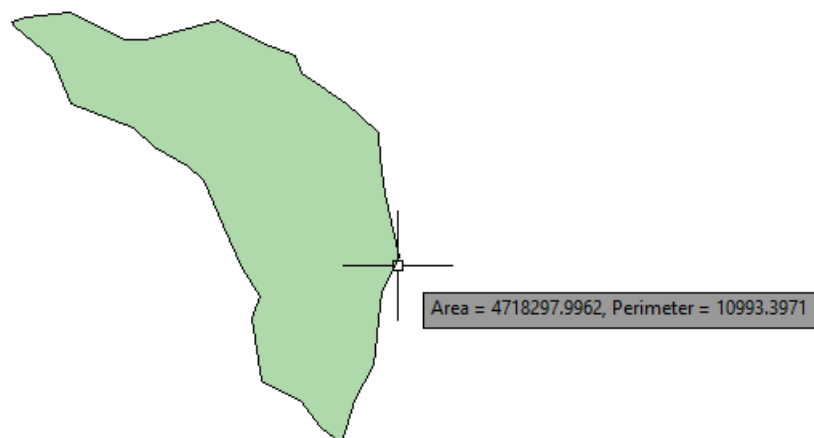
4.1.2.2 Caracterización Geomorfológica de la Cuenca Hidrográfica

La cuenca de la quebrada en estudio se encuentra situada en la parroquia Sardinas, bajo la jurisdicción del municipio de El Chaco en la provincia de Napo. Mediante el uso de la de las cartas topográficas en escala 1:50000, de libre acceso realizadas por el Instituto Geográfico Militar se delimito la cuenca y se obtuvieron los parámetros morfométricos mostrados a continuación.

4.1.2.2.1 *Parámetros Generales de la Cuenca Hidrográfica*

Con la carta topográfica de Baeza, obtenida del Instituto Geográfico Militar, se utilizó el software AutoCAD para la delimitación del parteaguas de la cuenca en estudio y de esta manera, una vez delimitada la cuenca hidrográfica de la quebrada en estudio, se procedió a calcular el área y el perímetro con la ayuda del programa.

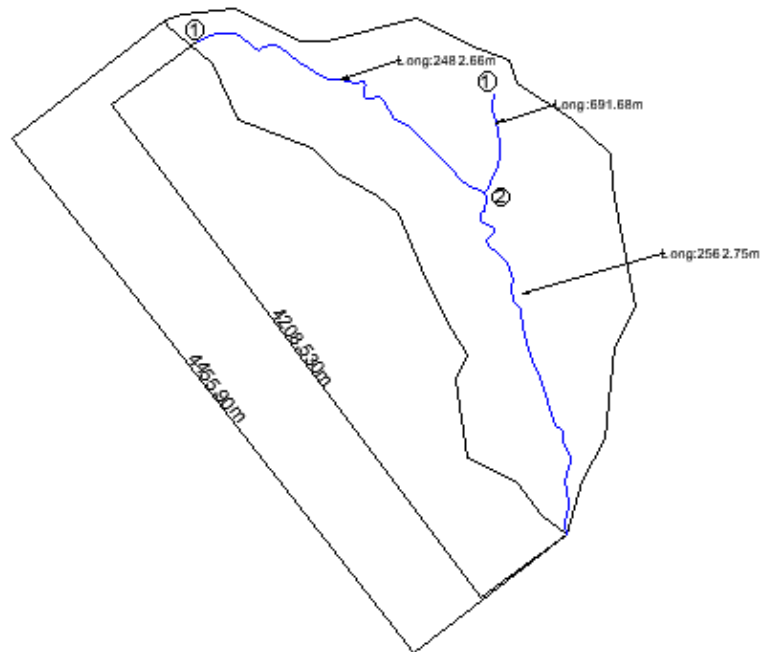
Figura 31. Área y Perímetro de la Cuenca Hidrográfica de la Quebrada en Estudio



Nota: Los valores obtenidos están expresados en metros cuadrados y metros para el área y el perímetro respectivamente.

Como podemos observar en la Figura 32 el área de la cuenca hidrográfica es de 471829.9962 m² lo que se puede expresar como 4.72 km² o 471.83 hectáreas. El perímetro de la cuenca es aproximadamente de 10.99 km.

Figura 32. Características Generales de la Cuenca



Nota: Los valores se obtuvieron del software AutoCAD y están expresados en metros.

A continuación, se expresan de manera ordenada los valores obtenidos en la Figura 33, que caracterizan la cuenca hidrográfica del río Sardinas Chico:

- Longitud axial de la cuenca: 4208.530m
- Longitud de la corriente principal: 5045.41m
- Longitud máxima de la cuenca: 4455.90m
- Longitud de corrientes: 5737.09m
- Orden del Cauce: El cauce formado en la zona de captación es de segundo orden.

- Ancho de la cuenca: “...el ancho se define como la relación entre el área (A) y la longitud de la cuenca (L); se designa por la letra W de forma que:” (Ibáñez, 2011, pág. 6)

$$W = \frac{A}{L} \quad (16)$$

Donde:

A: Área de la cuenca expresada en km^2

L: Longitud máxima de la cuenca (km)

Aplicando la Ecuación 16 con nuestros datos obtenemos el ancho medio de la cuenca, el cálculo se presenta a continuación:

$$W = \frac{4.72 \text{ km}^2}{4.46 \text{ km}} = 1.05 \text{ km}$$

4.1.2.2.2 Índices Morfométricos Relacionados con la Forma de la Cuenca

“La forma de la cuenca afecta los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo.” (Consortio Río Garagoa, 2017, pág. 8). Esto quiere decir que, si la forma de la cuenca es más redondeada, al momento de analizar una lluvia, tiende a tener menores tiempos de concentración y por lo tanto tiene una mayor probabilidad de inundación en el cauce principal.

- Factor de Forma

El factor de forma de Horton nos indica si la forma de la cuenca tiende a ser circular o de manera alargada y se calcula como se muestra en la Ecuación 17:

$$k_f = \frac{A}{L^2} \quad (17)$$

Donde:

A: Área de la cuenca (km²)

L: Longitud axial de la cuenca (km)

(Consortio Río Garagoa, 2017, pág. 8)

Aplicando la Ecuación 17 obtenemos el factor de forma de la cuenca, el cálculo se presenta a continuación:

$$k_f = \frac{4.72 \text{ km}^2}{(4.21 \text{ km})^2} = 0.266$$

El valor del factor de forma para la cuenca es de 0.27 aproximadamente lo que, basados en los valores de la Tabla 16, podemos interpretar que la cuenca es alargada.

Tabla 16. Interpretación del Factor de Forma K_f

Valor de k_f	Forma de la Cuenca
< 0.22	Muy Alargada
0.22-0.30	Alargada
0.30-0.37	Ligeramente Alargada
0.37-0.45	Ni Alargada Ni Ensanchada
0.45-0.60	Ligeramente Ensanchada
0.60-0.80	Ensanchada
0.80-1.20	Muy Ensanchada
> 1.20	Rodeando el Desagüe

Nota: Datos obtenidos Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca Hidrográfica. (Consortio Río Garagoa, 2017, pág. 9)

- Índice de Compacidad o de Garvelius

“Este coeficiente es la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo equivalente” (Consortio Río Garagoa, 2017, pág. 9). Eso quiere decir que el área del círculo se igual al área de la cuenca en estudio, su ecuación se presenta continuación:

$$k_c = 0.282 * \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (18)$$

Donde:

A: Área de la cuenca (km²)

P: Perímetro de la cuenca (km)

(Consortio Río Garagoa, 2017, pág. 8)

Aplicando la Ecuación 18 obtenemos el índice de compacidad de la cuenca, el cálculo se presenta a continuación:

$$k_c = 0.282 * \frac{10.99 \text{ km}}{\sqrt{4.72 \text{ km}^2}} = 1.426$$

Con el índice de compacidad de nuestra cuenca podemos clasificarla, con base a la Tabla 17, como una cuenca oval oblonga.

Tabla 17. Interpretación del Índice de Compacidad K_c

Valor de k_c	Clasificación
1-1.25	Redonda a oval redonda
1.25-1.5	De oval redonda a oval oblonga
1.5-1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga
>1.75	Rectangular

Nota: Datos obtenidos Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca Hidrográfica. (Consortio Río Garagoa, 2017, pág. 10)

4.1.2.2.3 Índices Relacionados con el Sistema de Drenaje de la Cuenca de la Quebrada en Estudio

“Una de las particularidades fisiográficas más importantes es la relacionada con la red de drenaje y tipo o patrón que forma, la cual esta integralmente relacionada con los tipos de suelos, cobertura vegetal y la pendiente.” (Consortio Río Garagoa, 2017, pág. 15). A continuación, se calculará la densidad de drenaje y la sinuosidad presente en la cuenca en estudio.

- Densidad de Drenaje

La densidad de drenaje de una cuenca está relacionada con la capacidad de producción de caudal superficial, a mayor densidad de drenaje, menor es el tiempo de concentración y por lo tanto mayor es el caudal de crecida. La fórmula para calcular la densidad de drenaje de una cuenca se presenta a continuación:

$$D_d = \frac{\Sigma L}{A} \quad (19)$$

Donde:

A : Área de la cuenca (km^2)

ΣL : Sumatoria de longitudes de corrientes de agua (km)

(Consortio Río Garagoa, 2017, pág. 17)

Aplicando la Ecuación 19 obtenemos la densidad de drenaje de la cuenca, el cálculo se presenta a continuación:

$$D_d = \frac{5.38 \text{ km}}{4.72 \text{ km}^2} = 1.139 \frac{\text{km}}{\text{km}^2}$$

Tabla 18. Interpretación de la Densidad de Drenaje

Densidad de Drenaje (Km/Km ²)	Clasificación
0.1-1.8	Baja
1.9-3.6	Moderada
3.7-5.6	Alta

Nota: Datos obtenidos Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca Hidrográfica. (Consortio Río Garagoa, 2017, pág. 17)

La cuenca de la quebrada en estudio, al tener una densidad de drenaje de $1.14 \frac{km}{km^2}$ tiene una capacidad de drenaje baja, lo que la hace más propensa a tener menores caudales y debido al mayor tiempo de concentración.

- Sinuosidad

La sinuosidad está relacionada con la forma del río formado dentro de la cuenca, y relaciona la longitud del cauce con la longitud en línea recta de la cuenca. La fórmula para calcular la sinuosidad de una cuenca se presenta a continuación:

$$S = \frac{L_{cp}}{L_a} \quad (20)$$

Donde:

L_{cp} : Longitud del Cauce Principal (km)

L_a : Longitud axial de la cuenca (km)

Aplicando la Ecuación 20 obtenemos la sinuosidad de la cuenca, el cálculo se presenta a continuación:

$$S = \frac{5.045 \text{ km}}{4.209 \text{ km}} 1.198 \approx 1.20$$

Tabla 19. Interpretación de la Sinuosidad

Sinuosidad	Clasificación
<1.3	Baja
1.3-2	Moderada
>2	Alta

Nota: Datos obtenidos de “LA MORFOLOGÍA FLUVIAL Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DE LAS OBRAS VIALES” (Rocha. A, pág.3)

La cuenca de la quebrada en estudio, al tener un valor de 1.20 tiene una sinuosidad baja lo que da como resultado mayores velocidades en el cauce principal de la cuenca.

4.1.2.2.4 Índices Morfométricos Relacionados con el Relieve de la Cuenca

- Pendiente del Cauce Principal

La pendiente media del cauce principal será determinada por la ecuación de Taylor & Schwarz, la ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad (21)$$

Donde:

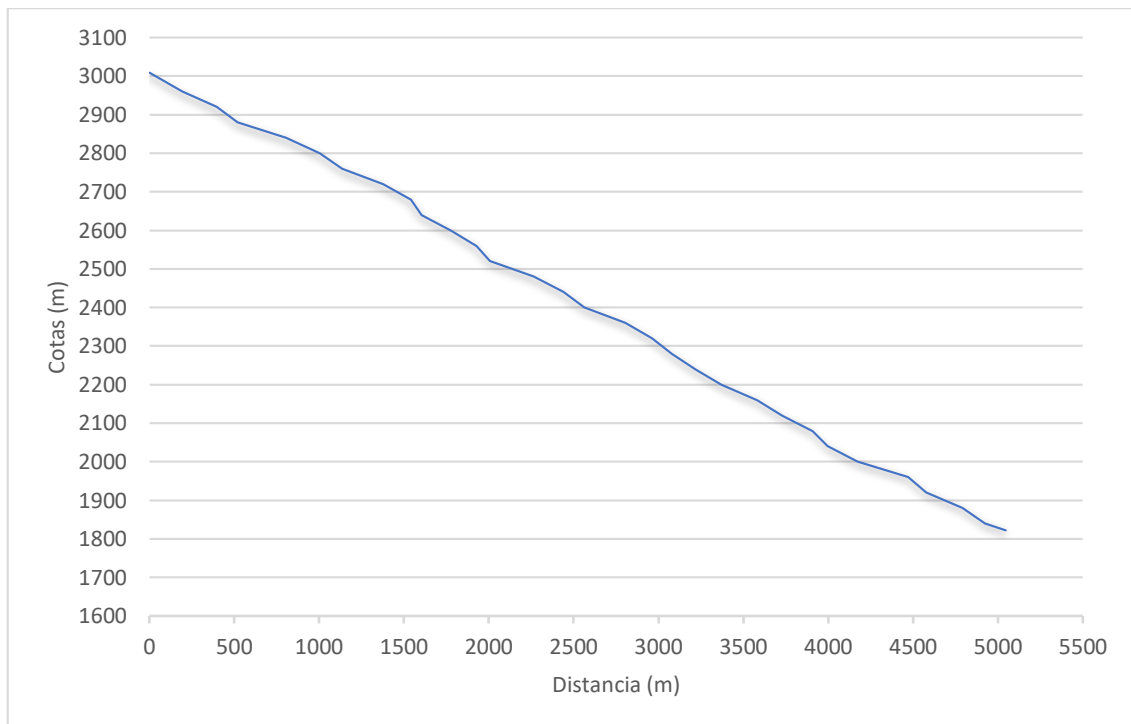
L : Longitud del Cauce Principal

l_n : Longitud de parcial de cada tramo

S_n : Pendiente parcial de cada tramo

Se realizó el cálculo de la pendiente media del cauce principal con 30 rangos de datos tomando en cuenta las curvas de nivel cada 40 metros, se aplicó la ecuación de Taylor & Schwarz la cual se expresa en la Ecuación 21 del presente documento, y como resultado la pendiente media para el cauce principal de la cuenca es de 21,58% aproximadamente. El perfil del cauce se presente en la Figura 34.

Figura 33. *Perfil del Cauce Principal*



Nota: Elaboración propia

Las curvas de nivel utilizadas para obtener el perfil del cauce, se encuentran cada 40m de distancia, información expuesta de la carta topográfica “Baeza ,1:50000” obtenida del Instituto Geográfico Militar.

Como Anexo C en el presente documento, se presentan la tabla con los valores obtenidos en función de la distancia y cotas con respecto a las curvas de nivel, para la realización de la Figura 34.

4.1.2.3 Cálculo del Caudal Máximo de la Cuenca

Para el cálculo del caudal máximo de la cuenca con un tiempo de retorno de 25 años, se obtendrá aplicando el Método Racional Modificado de Témez. La ecuación se presenta a continuación:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} * K \quad (22)$$

Donde:

Q: Caudal Máximo (m³/s)

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de la lluvia de diseño (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²)

K: Coeficiente de Uniformidad

(AMBISAT S.L., 2009, pág. 6)

4.1.2.3.1 *Intensidad de la lluvia de Diseño*

Para obtener el valor de la intensidad de lluvia, se calculará con las ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación existentes con base en la “ACTUALIZACIÓN DEL ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS QUITO –ECUADOR Versión (2) 2019”.

“Para esto se utilizará la estación meteorológica M0201- El Chaco, la cual recopiló una serie de datos desde el año 1977 hasta 1994. La estación se encuentra en una altitud de 1627 msnm.” (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2019, pág. 17) . La estación meteorológica se encuentra a 4.81 km de la cuenca de la quebrada en estudio.

Las ecuaciones que se utilizaron para realizar las curvas de intensidad, duración y frecuencia se presentan en la Tabla 20.

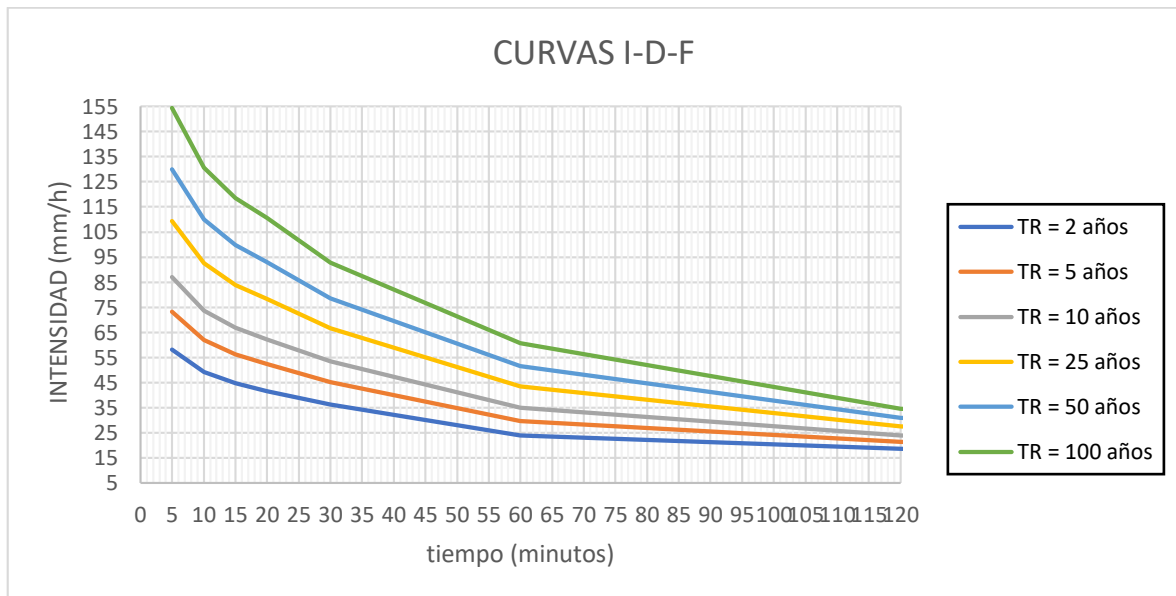
Tabla 20. *Intensidad-Duración-Frecuencia de la Estación M0201 El Chaco*

Intervalo de Tiempo (minutos)	Ecuación
5<30	$i = 72.125 * T^{0.2494} * t^{-0.2405}$
30<120	$i = 244.8761 * T^{0.02389} * t^{-0.6091}$
120<1440	$i = 72.125 * T^{0.1591} * t^{-0.8424}$

Nota: Datos obtenidos de la Cuadro 58 en “ACTUALIZACIÓN DEL ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS QUITO –ECUADOR” (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2019, pág. 86)

De las ecuaciones mostradas en la Tabla 20, “T” representa el tiempo de retorno en años, “t” representa el tiempo en minutos. Con estas ecuaciones se hizo el cálculo para determinar las curvas I-D-F las cuales se muestran en la Figura 35.

Figura 34. *Curvas Intensidad Duración Frecuencia*



Nota: Elaboración propia haciendo uso de las ecuaciones mostradas en la Tabla 20.

El periodo de retorno que vamos a utilizar para el diseño de nuestra máxima intensidad está basado en la vida útil de la obra, del tipo de estructura, la facilidad de reparación y

ampliación y principalmente en el peligro de pérdidas de vida en caso de existir un evento de estas características

La vida útil como se muestra en los parámetros de diseño especificados en el capítulo 5 es de 20 años para la obra de toma, al ser construida en una zona rural, se determinó que la facilidad de reparación en caso de fallo de la obra de toma es difícil debido a la economía de la parroquia, por lo tanto, se definió un periodo de retorno de 25 años, el cual relaciona la viabilidad económica de construcción del proyecto frente al riesgo de falla el cual se calcula con la Ecuación 23.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{25}\right)^{20} = 0.55799 \quad (23)$$

Donde:

R: Riesgo de Falla

Tr: Tiempo de Retorno

n: Vida útil de proyecto en años

(Velázquez, 2006)

“Se denomina riesgo de fallo a la probabilidad de que se produzca un suceso con un periodo de retorno T en alguno de los próximos n años” (Román, 2019). Por lo tanto, con base al resultado obtenido aplicando la Ecuación 23, se define que existe un 55.8% de probabilidad de que el caudal obtenido para un tiempo de retorno de 25 años en la cuenca analizada se llegue a producir en alguno de los próximos 20 años.

El método racional modificado relaciona la duración de la lluvia con el tiempo de concentración para encontrar la máxima intensidad de lluvia, por lo tanto, a continuación, se calculará el tiempo de concentración para la cuenca en estudio mediante el método de Témez

- Método de Témez

“El límite de aplicación de este método está impuesto por el Tiempo de Concentración y la Superficie de la cuenca a estudio.” (Universidad de Cadiz, s.f.). Cabe mencionar que este método se utiliza para áreas de cuencas que se encuentran entre 1 Km² a 3000 Km² y tiempos de concentración que van desde 0.25 horas. a 24 horas. La ecuación para el cálculo del tiempo de concentración mediante el Método de Témez se encuentra a continuación:

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (24)$$

Donde:

t_c : Tiempo de Concentración en horas

L: Longitud del cauce principal en km

S: Pendiente del cauce principal (m/m)

(AMBISAT S.L., 2009, pág. 6)

Reemplazando con los valores obtenidos en el capítulo 4.1.2.2.1 tenemos la siguiente ecuación:

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{5.045 \text{ km}}{\left(\frac{3009\text{m} - 1822\text{m}}{5045\text{m}} \right)^{0.25}} \right)^{0.76} = 1.35 \text{ horas} = 81.07 \text{ min}$$

Para obtener la intensidad máxima en mm/h, reemplazamos el valor de $T_r = 25$ años y $t_c = 81.07$ min en la segunda ecuación de la Tabla 20, como se muestra a continuación:

$$i = 244.8761 * 25^{0.02389} * 81.07^{-0.6091} = 18.18 \frac{mm}{h} \quad (25)$$

4.1.2.3.2 Coeficiente de Uniformidad

Una de las limitaciones del Método Racional es que se asume que la lluvia neta es constante y uniforme dentro de la cuenca, esta asunción se aleja de la realidad cuando las cuencas tienen una mayor área y un mayor tiempo de concentración, por lo tanto, es necesario el uso de coeficiente de uniformidad el cual se define como: “el reflejo de la variación de la lluvia neta durante la duración del aguacero” (AMBISAT S.L., 2009, pág. 3).

$$k = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14} \quad (26)$$

Donde:

t_c : Tiempo de Concentración en horas

$$k = 1 + \frac{1.35^{1.25}}{1.35^{1.25} + 14} = 1.094$$

4.1.2.3.3 Coeficiente de Escorrentía

“El coeficiente de escorrentía representa la porción de la precipitación que se convierte en caudal, es decir, la relación entre el volumen de Escorrentía superficial y el de precipitación total sobre un área (cuenca) determinada” (Ingeniería Civil Tutoriales, 2013). En la Tabla se indica los valores del coeficiente de escorrentía.

Tabla 21. *Coefficientes de Escorrentía para Zonas Rurales*

Cobertura Vegetal	Permeabilidad del Suelo	Pendiente del Terreno				
		Pronunciada	Alta	Mediana	Suave	Despreciable
		>50%	>20%	>5%	>1%	<1%
Sin Vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, Vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, Grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque Vegetación Densa	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Nota: En zonas donde existieron incendios, los valores del coeficiente deben aumentar.

Los valores fueron obtenidos de “Coeficiente de escorrentía” (Ingeniería Civil Tutoriales, 2013)

El coeficiente de escorrentía para la cuenca en estudio se calculó con una pendiente de 21.58% que esta entre pendiente alta y pronunciada. La cobertura vegetal de la cuenca es una vegetación densa en su totalidad, su suelo es de tipo arcilloso con baja permeabilidad, por lo tanto, mediante interpolación entre los valores de 0.55 y 0.45 que corresponden a suelos impermeables y semipermeables respectivamente, para coberturas con una vegetación densa, se obtuvo el valor de 0.4026 como coeficiente de escorrentía.

4.1.2.3.4 Determinación del Caudal Máximo con el Método Racional

Una vez calculado la intensidad de lluvia, el coeficiente de escorrentía y el área de la cuenca en estudio procedemos a introducir los datos en la Ecuación 22. El caudal máximo estará expresado en m³/s y su cálculo se presenta a continuación:

$$Q = \frac{0.4026 * 18.18 \frac{mm}{h} * 4.7183 km^2}{3,6} * 1.094 = 10.5 m^3/s$$

El caudal máximo en el cauce principal, para un periodo de retorno de 25 años es de 10.5 m³/s.

4.1.2.4 Caudal Captado Mediante la Rejilla (año 2022)

Se calculó el caudal mediante el método volumétrico para calcular caudales. De manera directa se colocó un recipiente de 5 galones (22.730 l) en la tubería que conecta el agua captada de la rejilla con la caja de revisión, y se midió el tiempo de llenado del recipiente.

Figura 35. Método Volumétrico para Calcular el Caudal Captado



Nota: Elaboración propia.

Se debe mencionar que, para realizar las mediciones, se tomaron las medidas necesarias para salvaguardar la calidad del agua entregada a la planta.

A continuación, se presentan los datos obtenidos mediante las mediciones:

Tabla 22. Método Volumétrico para el Cálculo del Caudal Captado por la Rejilla de Fondo

Tiempo (s)	Caudal (l/s)
1.05	21.65
1.17	19.43
1.12	20.29
1.03	22.08
1.11	20.48

Nota: Elaboración propia

El promedio de las mediciones efectuadas fue de 20.79 l/s.

4.2 Evaluación de la Conducción

4.2.1 Evaluación física

4.2.1.1 Datos Generales

Tabla 23. *Datos Generales de la Línea de Conducción*

Ubicación	Parroquia Sardinias
Año de Construcción	2002-2003
Material	PVC
Diámetro interno	10.66 cm
Espesor de las paredes	9.2mm

Nota: Elaboración Propia

La línea de conducción del sistema de agua potable de la parroquia Sardinias se caracteriza por funcionar a gravedad, específicamente a presión.

Mediante el levantamiento topográfico y con la información obtenida de los moradores de la parroquia Sardinias, se determinó el trazado de la línea de conducción del sistema de agua potable de la parroquia Sardinias, mismo que posee una longitud de 2866.70m, la cual, en su punto de salida, se encuentra en una cota de 1847.56msnm (superficie del terreno), en su punto de llegada se encuentra a 1703.71 msnm (superficie del terreno), y en su punto más bajo se encuentra a una cota de 1673,893 msnm (superficie del terreno). La línea de conducción se encuentra enterrada a 1.1m de profundidad con respecto al eje de la línea de conducción.

4.2.1.2 Accesorios

Válvulas de Compuerta

- Posee una válvula de compuerta a la entrada y salida de la línea de conducción, los dos son de hierro fundido con un diámetro interno de 4 pulgadas.

Válvulas de purga de aire:

- No existe información.

Cámara Rompe presión:

- Inexistente

Válvulas rompe presión:

- No existe información.

Válvula de purga:

- No existe información.

Estructura de entrada

- La línea de conducción está conectada a la caja de válvulas mencionada en 4.1.1.2, a una elevación de 1846.46msnm.

Estructura de salida

- La línea de conducción llega en descarga libre a la torre de aireación ubicada en la planta de tratamiento ubicada a una elevación de 1705.31 msnm

4.2.2 Evaluación hidráulica

La evaluación hidráulica de la línea de conducción parte de los datos obtenidos en el levantamiento topográfico, cuyos datos se presentan en el Anexo A el cual se encuentra al final del presente documento.

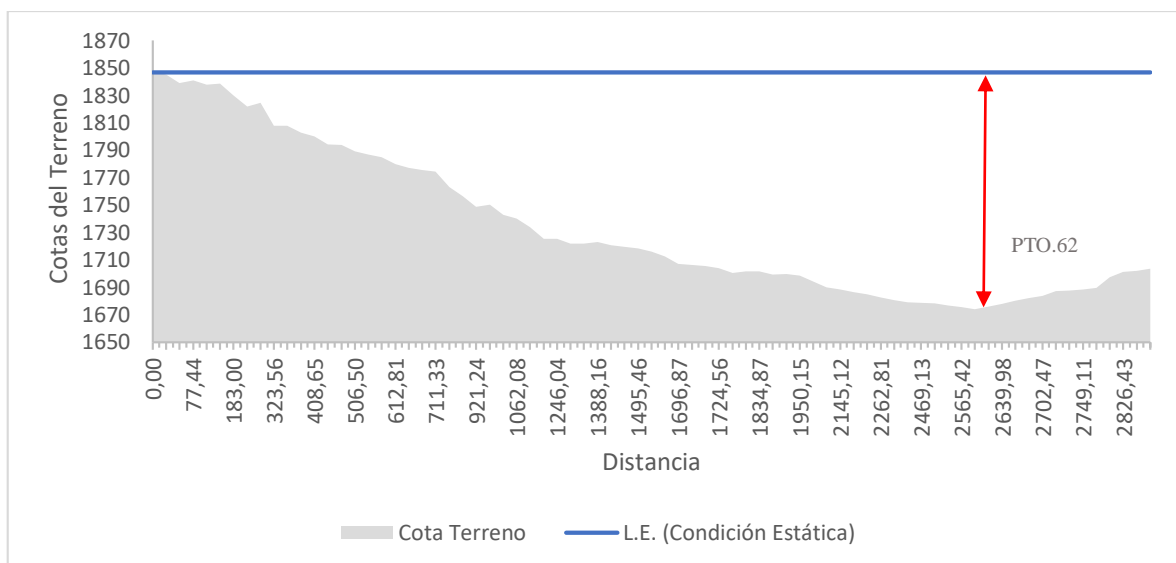
Los datos de entrada para el análisis de la línea son: caudal captado por la rejilla de fondo en la obra de toma, el cual se obtuvo mediante el método volumétrico como se indica en la Tabla 22, profundidad de la tubería de 1.1m, superficie del agua en la cámara de recolección de 0.4m y 0.25m, nivel máximo y mínimo respectivamente, cota de llegada aguas abajo 1.6m sobre el nivel del suelo, coeficiente de Hazen-Williams de 140 (PVC), diámetro interno de

la tubería de 106.6mm, espesor de las paredes de 9.2mm. A continuación, se presenta la metodología aplicada para la evaluación.

4.2.2.1 Condiciones Estáticas

Se evalúa la presión existente en la tubería mediante el cálculo de la posición de la línea de energía en condiciones estáticas, y se compara con la presión capaz de soportar la tubería existente. Cuando el nivel aguas arriba es máximo se producen las condiciones críticas. La cota de la línea de energía, en estas condiciones es de 1846.856 msnm.

Figura 36. Línea de Energía en Condiciones Estáticas



Nota: Elaboración propia

Como indica la Figura 37, se puede apreciar que el punto más crítico es la diferencia de altura entre la línea de energía y el eje de la tubería en el punto 62 del levantamiento topográfico, la cual es de 174.063 metros. La conversión a megapascales se muestra a continuación:

$$\frac{174.063 \text{ m} * 1 \text{ Mpa}}{101.97 \text{ m}} = 1.707 \text{ Mpa}$$

La Tabla No.2 de la NTE INEN 1373: “TUBERÍA PLÁSTICA. TUBOS Y ACCESORIOS DE POLI (CLORURO DE VINILO) (PVC) NO PLASTIFICADO PARA PRESIÓN. REQUISITOS”, la presión nominal para la tubería del sistema de agua potable de la parroquia Sardinas es de 2 Mpa, por lo que es capaz de resistir las presiones generadas en condiciones estáticas.

4.2.2.2 Condiciones Dinámicas

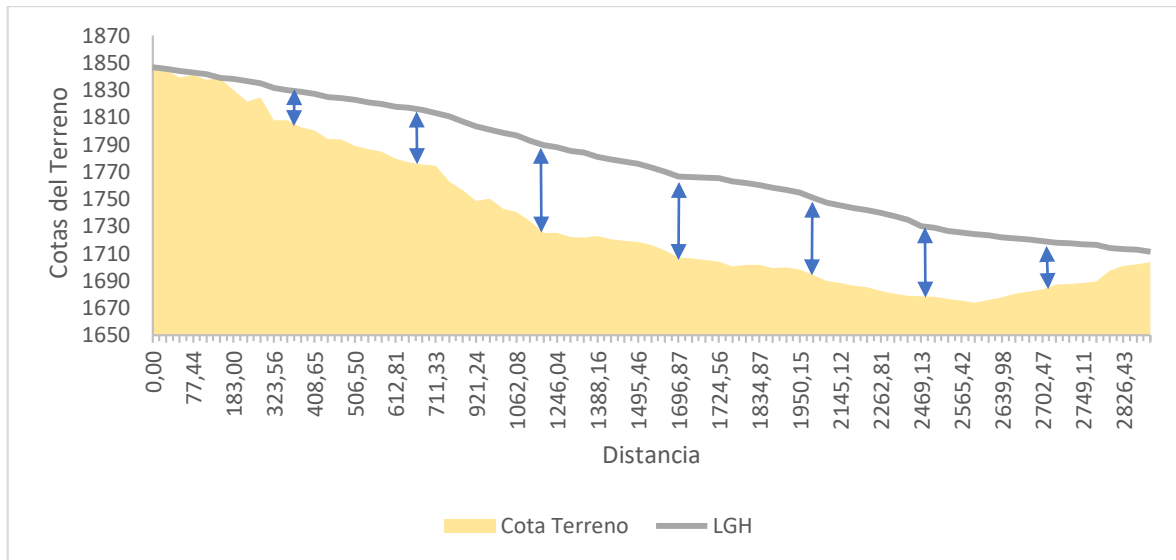
Una vez evaluada las condiciones estáticas, se procede a evaluar que “La presión dinámica mínima en la línea de conducción será equivalente a 5 metros de columna de agua.” (CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 23).

Mediante la ecuación de Hazen-Williams (Ecuación 11), se calculan las pérdidas por fricción en la tubería por unidad de longitud como se muestra continuación:

$$\frac{hf}{L} = 10.648 * \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852}} \right) * \frac{1}{D^{4.871}} = 0.047 \frac{m}{m}$$

De esta manera se obtienen las pérdidas parciales y pérdidas acumuladas para los 74 tramos que se obtuvieron mediante el levantamiento topográfico, y con las pérdidas se obtuvo la línea de gradiente hidráulico como se muestra en la Figura 38.

Figura 37. Línea de Gradiente Hidráulico



Nota: Elaboración propia

Es permitido que en el punto inicial y final de la línea de conducción no cumplan con una presión dinámica de 5 metros de columna de agua, pero todos los demás puntos deben cumplir con esta condición. Para la línea de conducción se puede evidenciar que este criterio no se cumple para los puntos 2,4,6 de los 75 puntos realizados en el levantamiento topográfico, mismos que tienen una presión dinámica de 1.74mca, 3.17mca y 1.61mca de agua respectivamente. Cabe mencionar que la cartera topográfica se encuentra como Anexo A, en el presente documento.

Cabe mencionar que se pueden despreciar las pérdidas menores debido a que la longitud de la tubería es mayor o igual a 4000 veces el diámetro interno de la tubería, pero en el presente proyecto, se determinaron las pérdidas menores en el sistema en función de la presión remanente, ya que la misma, en el punto de llegada, es de 8.72 mca, con respecto al nivel del suelo, por lo que las pérdidas menores por accesorios deben ser capaz de producir una pérdida de carga de 6.02 metros para llegar a la cota de aguas abajo especificada en 4.2.2.

4.3 Evaluación de la Planta de Tratamiento

4.3.1 Evaluación Física

4.3.1.1 Aireador de Bandejas

La torre con bandejas se encuentra después de la válvula de compuerta de hierro con un sello elastomérico, y es el primer proceso unitario existente en la planta de tratamiento de la parroquia Sardinas.

Figura 38. Torre Con Bandejas



Nota: Elaboración propia

El agua es distribuida por una tubería de 2 pulgadas, misma que está compuesta por 4 bandejas las cuales son cuadradas de 1.03m x 1.03m, tienen una separación entre bandejas de 0.4m, tienen orificios de 0.5cm de diámetro y separación de 0.5cm entre orificios, las bandejas son de acero inoxidable, la torre tiene una altura total desde el piso de 1.4m.

Figura 39. *Sedimentos en las Bandejas*



Nota: Elaboración propia

Como se evidencia en la Figura 40, existe sedimentos en las bandejas por lo que se debería realizar una limpieza, además, debido a la presión y velocidad de la descarga en las bandejas, existe rebose del flujo en la última bandeja, así como perforaciones en la primera bandeja, por lo que la torre de bandejas no está trabajando adecuadamente.

Cabe mencionar que no existe ningún material que elimine olores y sabores.

4.3.1.2 Derivador de Caudales

El agua cruda que ha pasado de la torre de bandejas se dirige a un repartidor de caudales con capacidad repartir 2.40 l/s por cada tubería, las cuales se dirigen a los filtros rápidos de arena con flujo descendente.

Figura 40. *Repartidor de Caudales*



Nota: Elaboración propia

El repartidor de caudales tiene 1.45m de ancho, 1.45m de largo y 0.95m de alto, es de hormigón, mismo que tiene un contrapiso de 0.15m, y un espesor de pared de 0.15. Las tuberías son de 2 pulgadas y la altura de agua por encima de estas es de 0.7m.

4.3.1.3 Filtros Rápidos de Arena: Flujo Descendente

Existen dos filtros rápidos de arena, su lecho filtrante está compuesto por arena, grava y antracita. Tienen una forma circular de 3.34m de diámetro, 2.2m de altura y 1.2m de altura con respecto al nivel del suelo.

Figura 41. *Filtros Rápidos de Arena: Vista Externa e Interna*



Nota: Elaboración propia

La tasa de filtración que tienen los filtros descendentes es la relación entre el caudal diario, que es de $207.36\text{m}^3/\text{d}$, y del área de los filtros, en este caso es 8.76m^2 , la tasa de filtración es de $23.67\text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$. Cabe mencionar que, como se evidencia en la Figura 43, los filtros se encuentran colmatados, por lo que el agua alcanzó la cota del sistema de drenaje de excesos.

Figura 42. *Filtros Rápidos de Arena Colmatados*



Nota: Elaboración propia

4.3.1.4 Desinfección

El proceso de desinfección se aplica por el método de goteo en un tanque clorador, el compuesto clorado que se usaba era el hipoclorito de calcio, pero actualmente no existe un constante seguimiento del proceso mencionado.

Figura 43. *Tanque Clorador*



Nota: Elaboración propia

El tanque tiene una capacidad de 250 litros, y se encuentra ubicada en la caseta del guardián operador a 2.20m de altura con respecto al nivel del suelo. Como se puede evidenciar en la Figura 44, no existe un proceso de desinfección constante en la planta de tratamiento de la parroquia Sardinias.

4.3.2 Evaluación Hidráulica

Se evalúa el caudal con el que trabaja la planta de tratamiento del sistema de agua potable de la parroquia Sardinias mediante el método volumétrico, de manera directa se colocó un recipiente de 5 galones (22.730 lts) en la tubería que conecta el agua en la tubería de llegada

a la planta, cabe mencionar que de esta manera también se puede verificar las pérdidas por fugas en la tubería y de esta manera analizar el estado de la misma.

A continuación, se presentan los datos obtenidos mediante las mediciones:

Tabla 24. *Método Volumétrico para el Cálculo del Caudal de Entrada en la Planta*

Tiempo (s)	Caudal (l/s)
1.20	18.94
1.15	19.77
1.17	19.43
1.12	20.29
1.17	19.43

Nota: Elaboración propia

El promedio de las mediciones efectuadas fue de 19.57 l/s. Lo que quiere decir que existen 5.868% de pérdidas en la línea de conducción con respecto a los 20.79l/s captados. Según Código de Práctica Ecuatoriano INEN 5 Parte: 9-2, para la conducción se debe considerar que: “El caudal de diseño será de 1,1 veces el caudal máximo diario calculado al final del período de diseño.”. Esto quiere decir que se consideran como máximo, un 10% de pérdidas en la conducción, de esta manera se puede concluir que el porcentaje de pérdidas, en la conducción del sistema de agua potable de la parroquia Sardinas, es menor al máximo porcentaje de pérdidas que puede tener una conducción sin bombeo.

Se procedió a medir el caudal dirigido a la cámara de excesos, se aplicó el método volumétrico. Los datos se muestran en la Tabla 25.

Figura 44. *Cámara de Excesos*



Nota: Elaboración propia

Tabla 25. *Método Volumétrico para el Cálculo del Caudal Drenado en la Planta*

Tiempo (s)	Caudal (l/s)
1.54	14.76
1.49	15.255
1.59	14.296

Nota: Elaboración propia

El promedio de las mediciones efectuadas fue de 14.77 l/s por lo que el caudal remanente en el repartidor de caudales es de 4.799 l/s. De esta manera se comprueba que cada filtro trabaja con 2.4 l/s.

4.4 Evaluación de la Calidad del Agua

4.4.1 Proceso de Recolección de Resultados

El proceso para la evaluación de la calidad del agua se realizó mediante la recolección de las muestras en tres puntos específicos del sistema de agua potable de la parroquia Sardinias, los cuales fueron en la captación, antes de los filtros rápidos de arena, y en el tanque de reserva.

Figura 45. *Recolección de Muestras en la Captación y Antes de los Filtros.*



Nota: Elaboración propia

Para evaluar parámetros físicos y químicos se siguieron las técnicas y precauciones estipuladas en la NTE INEN 2169. “Agua. Calidad del Agua. Muestreo. Manejo y Conservación de muestras”. Para evaluar los parámetros microbiológicos se siguieron las técnicas estipuladas en la NTE INEN-ISO 19458: “Water quality- Sampling for microbiological analysis”.

Figura 46. *Muestras Etiquetadas*



Nota: Elaboración propia

Se utilizaron recipientes de vidrio ámbar de 500 ml, mismos que se etiquetaron con los datos de la persona que tomaba la muestra, la fecha, y el lugar donde se tomó la muestra. Los frascos se llenaban en su totalidad para no permitir la existencia de aire que modifique los valores del pH o del color, entre otros parámetros susceptibles al cambio con la presencia del oxígeno.

Figura 47. *Muestras Recolectadas en Refrigeración*



Nota: Elaboración propia

Una vez recolectadas las muestras, se colocaron en un cooler con bolsas de hielo, para que la temperatura oscile entre los 1 a 5 °C tal como se especifica en las técnicas de preservación en la Tabla 1 “Técnicas generales para la conservación de muestras- análisis físico-químico” ubicada en la NTE INEN 2169.

Cabe mencionar que el muestreo fue de tipo periódico dividido en dos fechas, el 06-03-2022 y el 26-03-2022.

4.4.2 Resultados de laboratorio

4.4.2.1 Muestras Tomadas el 06-03-2022

Características Climatológicas: Día Soleado

4.4.2.1.1 Resultados: Agua Cruda

Tabla 26. Resultados Parámetros Físicos-Químicos

Parámetro	Método de análisis	Unidades	CAPTACIÓN MUESTRA 1, SARDINAS CHICO	CAPTACIÓN MUESTRA 2, SARDINAS CHICO	INGRESO FILTRO 1 AFLUENTE	INGRESO FILTRO 2 AFLUENTE	CRITERIO DE CALIDAD (*)
pH	PEE-PROD-01M	upH	7	7	7	7	*
Color	Standard Methods120B	Pt-Co	2	0	0	0	100
Turbiedad	Standard Methods130B	NTU	1	0	0	0	100
Hierro	Standard Methods 3500-Fe	mg/l	0	0	-	-	1
Manganeso	Standard Methods 3500-Mn	mg/l	0	0	-	-	0,1

Nota: El informe de laboratorio se encuentra en los anexos

4.4.2.1.2 Resultados: Agua Tratada

Tabla 27. Resultados Parámetros Físicos-Químicos

Parámetro	Método de análisis	Unidades	FILTRO 1 EFLUENTE	FILTRO 2 EFLUENTE	CRITERIO DE CALIDAD (**)
pH	PEE-PROD-01M	upH	7	7	6,5 a 8
Color	Standard Methods120B	Pt-Co	2	0	15
Turbiedad	Standard Methods130B	NTU	0	0	5

Nota: El informe de laboratorio se encuentra en los anexos

4.4.2.2 Muestras Tomadas el 26-03-2022

Características Climatológicas: Día Lluvioso

4.4.2.2.1 Resultados: Agua Cruda

Tabla 28. Resultados Parámetros Físicos-Químicos

Parámetro	Método de análisis	Unidades	CAPTACIÓN	INGRESO FILTRO AFLUENTE	CRITERIO DE CALIDAD (*)
pH	PEE-PROD-01M	upH	7	7	*
Color	Standard Methods120B	Pt-Co	30	24	100
Turbiedad	Standard Methods130B	NTU	7	4	100

Nota: El informe de laboratorio se encuentra en los anexos

Tabla 29. Resultados Parámetros Microbiológicos

Parámetro	Método de análisis	Unidades	CAPTACIÓN	INGRESO FILTRO AFLUENTE	CRITERIO DE CALIDAD (*)
Coliformes totales	Standard Methods 9222J	UFC/100mL	480	368	3000NMP/100mL
E. Coli	Standard Methods 9222J	UFC/100mL	240	176	1000NMP/100mL

Nota: El informe de laboratorio se encuentra en los anexos

4.4.2.2.2 Resultados: Agua Tratada

Tabla 30. Resultados Parámetros Físicos-Químicos

Parámetro	Método de análisis	Unidades	TANQUE DE RESERVA	CRITERIO DE CALIDAD (**)
pH	PEE-PROD-01M	upH	7	6,5-8
Color	Standard Methods120B	Pt-Co	21	15
Turbiedad	Standard Methods130B	NTU	0	5
Cloro Residual	Standard Methods 4500 Cl-G	mg/L	0,03	0,3-1,5

Nota: El informe de laboratorio se encuentra en los anexos

Tabla 31. Resultados Parámetros Microbiológicos

Parámetro	Método de análisis	Unidades	TANQUE DE RESERVA	CRITERIO DE CALIDAD (**)
Coliformes totales	Standard Methods 9222J	UFC/100mL	288	*
E. Coli	Standard Methods 9222J	UFC/100mL	24	Ausencia

Nota: El informe de laboratorio se encuentra en los anexos

5 REDISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

Las bases de para el diseño de un sistema de agua potable son: el período de diseño, proyección poblacional, dotaciones futuras, caudales de diseño para los componentes del sistema de agua potable. (CPE INEN: 5, PARTE 9-1, 1992, págs. 39-41).

5.1 Parámetros de Diseño

5.1.1 Período de Diseño

El primer parámetro estipulado en el Código de Práctica ecuatoriano INEN: 5, Parte 9-2, es el período de diseño el cual se define como “Lapso de tiempo durante el cual la obra cumple su función satisfactoriamente.” (CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 17)

Se especifica que el sistema de agua potable para zonas rurales debe ser diseñado con un período de 20 años.

5.1.1.1 Vida Útil

Se define como “Lapso de tiempo, luego del cual la obra o equipo debe ser reemplazado.” (CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997). Para conocer la vida útil de los componentes del sistema de agua potable se seleccionó de la Tabla 2 del Código de Práctica Ecuatoriano INEN 5

Parte: 9-1. Los valores que se escogieron para el presente proyecto se muestran en la Tabla 32.

Tabla 32. *Vida Útil para los Elementos del Sistema de Agua Potable*

Componente	Vida Útil
Obra de Toma	25 años
Conducción de PVC	30 años
Planta de Tratamiento	30 años

Nota: Los datos se seleccionaron de la Tabla 2 “Vida útil sugerida para los elementos de un sistema de agua potable” (CPE INEN: 5, PARTE 9-1, 1992, pág. 41)

5.1.2 Población de Diseño

“Para el cálculo de la población futura se harán las proyecciones de crecimiento utilizando por lo menos tres métodos conocidos” (CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 18). En el presente trabajo los métodos de proyección poblacional utilizados son el método aritmético, método geométrico y método exponencial.

Cabe mencionar que: “El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema. Se calculará la población seleccionando el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población.” (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010, pág. 27). Se entiende por sistemas complejos aquellos sistemas de agua potable ubicados en zonas urbanas, el nivel de complejidad se reduce cuando el sistema de agua potable está ubicado en zonas rurales. (Dillon, 2020).

El método, aritmético, geométrico y exponencial, se utilizan cuando la complejidad del sistema es bajo, como lo indica la Tabla B.2.1. “Métodos de cálculo permitidos según el

nivel de complejidad del sistema para la proyección de la población” ubicada en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS.

La complejidad del sistema de agua potable de la parroquia Sardinas es bajo, debido a que se trata de un sistema de agua potable en el área rural, con una población menor a 1000 habitantes.

5.1.2.1 Método Aritmético

El método aritmético se utiliza cuando se “supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración.” (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010, pág. 27). Por lo tanto, el método indica un crecimiento lineal. La fórmula se presenta a continuación:

$$Pf = Puc + \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} * (Tf - Tuc) \quad (27)$$

Donde:

Pf: Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección.

Puc: Población del último censo

Pci: Población del censo inicial

Tuc: Año correspondiente al último censo

Tci: Año correspondiente al censo inicial

Tf: Año al cual se quiere realizar la proyección

(Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010)

Con los datos de población de la Tabla 8 se procedió a calcular la proyección de la población en la parroquia Sardinas hasta el año 2042 puesto a que se estipuló un periodo de diseño de 20 años. De la Ecuación 27 podemos definir el cálculo de la constante de incremento (Ka), mismo que se muestra en continuación:

$$Ka = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci}$$

En la Tabla 33, se procede con el cálculo de la tasa constante de incremento anual en la parroquia Sardinias, dividido en dos periodos:

Tabla 33. *Cálculo de la Incremento Anual de Crecimiento Poblacional Ka*

Periodo		Dif. Años	Habitantes		Constante de Incremento Ka
to	tf	(tf-to)	Po	Pf	(Hab./año)
2001	2010	9	487	537	5,56
2010	2020	10	537	566	2,90
2020	-	-	566	-	-
Promedio ^a					4,23

Nota: Elaboración propia

^a El promedio de las constantes de incremento de los periodos analizados, es el valor con el que se calcula la proyección poblacional, por el método aritmético, hasta el año 2042, con la finalidad de obtener resultados apegados a la realidad socioeconómica de la parroquia y su historial de crecimiento poblacional.

Una vez calculado el promedio de la constante de incremento anual, procedemos a proyectar la población de la parroquia Sardinias para el año 2042 aplicando la Ecuación 27.

$$Pf = 566 + 4.23 * (2042 - 2020) = 659.06$$

Tabla 34. *Datos de la Proyección Poblacional por el Método Aritmético*

Horizonte de Diseño	Constante Ka	Población Proyectada
2042	4,23	659

Nota: Elaboración Propia

5.1.2.2 Método Geométrico

“Es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser

dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades.” (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010, pág. 28). La fórmula se presenta a continuación:

$$Pf = Puc * (1 + r)^n \quad (28)$$

Donde:

Pf: Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección.

Puc: Población del último censo

r: Tasa de crecimiento (decimal)

n: Tiempo de proyección (años)

(Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010)

La tasa de crecimiento se calcula con la siguiente ecuación:

$$r = \left(\frac{Pf}{Puc} \right)^{\frac{1}{(Tuc-Tci)}} - 1 \quad (29)$$

Donde:

Puc: Población del último censo

Pf: Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección.

Tuc: Año correspondiente al último censo

Tci: Año correspondiente al censo inicial

(Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010)

Aplicando la Ecuación 29, se muestra a continuación, el cálculo de la tasa de incremento anual, para el período 2001-2010:

$$r = \left(\frac{537}{487} \right)^{\frac{1}{(2010-2001)}} - 1 = 0.0109 \cong 0.11$$

Con los datos de población de la Tabla 8 se procedió a calcular la tasa de incremento anual, para dos periodos, especificados en la Tabla 35.

Tabla 35. *Cálculo de la Tasa de Incremento Anual Poblacional r*

Periodo		Dif. Años	Habitantes		Tasa de Incremento r	
to	tf	(tf-to)	Po	Pf	Decimal	(%)
2001	2010	9	487	537	0,010919	1,09
2010	2020	10	537	566	0,005273	0,53
2020	-	-	566	-	-	-
Promedio					0,008096	0,81

Nota: Elaboración propia

^a El promedio de las tasas de incremento de los periodos analizados, es el valor con el que se calcula la proyección poblacional, por el método geométrico, hasta el año 2042, con la finalidad de obtener resultados apegados a la realidad socioeconómica de la parroquia y su historial de crecimiento poblacional.

Una vez calculado el promedio de la tasa de incremento poblacional de los periodos mencionados, procedemos a proyectar la población de la parroquia Sardinias para el año 2042 con el método geométrico aplicando la Ecuación 28:

$$Pf = 566 * (1 + 0.008096)^{2042-2020} = 675.86$$

Tabla 36. *Datos de la Proyección Poblacional por el Método Geométrico*

Horizonte de Diseño	Tasa	Población Proyectada
2042	0,008	676

Nota: Elaboración Propia

5.1.2.3 Método Exponencial

“Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y posean abundantes áreas de expansión.” (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la

República de Colombia, 2010, pág. 28). Este método se recomienda utilizar cuando se tiene la información de 3 censos poblacionales y su ecuación es la siguiente:

$$Pf = Puc * e^{Kp*(Tf-Tuc)} \quad (30)$$

Donde:

Pf: Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección.

Puc: Población del último censo

Kp: Tasa de Crecimiento poblacional

Tuc: Año correspondiente al último censo

Tf: Año al cual se quiere realizar la proyección

(Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010)

La tasa de crecimiento se calcula con la siguiente ecuación:

$$Kp = \frac{\ln(Pcp) - \ln(Pca)}{Tcp - Tca} \quad (31)$$

Donde:

Pcp: Población censo posterior

Pca: Población del censo anterior

Tcp: Año correspondiente al censo posterior

Tca: Año correspondiente al censo anterior

(Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010)

Con los datos de población de la Tabla 8, se procedió a calcular la tasa de incremento (*Kp*) para los tres periodos indicados en la Tabla 37.

Tabla 37. Cálculo de la Tasa de Incremento Anual Poblacional Kp

Periodo		Dif. Años	Habitantes		Tasa de Incremento Kp	
to	tf	(tf-to)	Po	Pf	Decimal	(%)
1990	2001	11	350	487	0,0300	3,0030
2001	2010	9	487	537	0,0109	1,0859
2010	2020	10	537	566	0,0053	0,5260
2020	-	-	566	-	-	-
Promedio					0,0154	1,5383

Nota: Elaboración Propia

Una vez calculado el promedio de la tasa de incremento poblacional, procedemos a proyectar la población de la parroquia Sardinias para el año 2042 aplicando la Ecuación 30.

$$Pf = 566 * e^{0.015383*(2042-2020)} = 793.95$$

Tabla 38. Datos de la Proyección Poblacional por el Método Exponencial

Horizonte de Diseño	Tasa	Población Proyectada
2042	0,015	794

Nota: Elaboración Propia

5.1.2.4 Selección de la Población Proyectada para la parroquia Sardinias

En la norma se estipula que, sin importar el periodo de diseño “...en ningún caso la población futura será mayor que 1,35 veces la población presente.” (CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 18). Eso quiere decir que la proyección de la población tiene como límite 765 habitantes,

de esta manera, la población proyectada por el método exponencial no es válida para efectos de cálculo.

Tabla 39. *Número de Nacimientos y Defunciones en la Parroquia Sardinias*

Año	Nacimientos			Defunciones			Total
	Hombres	Mujeres	N.Total	Hombres	Mujeres	D.Total	N. Total - D Total
2004	-	4	4	3	1	4	0
2005	1	3	4	1	-	1	3
2006	3	-	3	1	-	1	2
2007	1	-	1	2	-	2	-1
2008	1	2	3	-	1	1	2
2009	1	1	2	-	1	1	1
2010	2	1	3	1	-	1	2
2011	2	2	4	1	-	1	3
2012	4	3	7	-	1	1	6
2013	s/d	s/d	0	2	-	2	-2
2014	1	1	2	-	1	1	1
Total							17

Nota: Datos obtenidos de series históricas de nacidos vivos y defunciones recolectado por el Instituto Nacional de Estadística y Censos

Podemos concluir que el crecimiento de la población de la parroquia Sardinias es balanceado entre el número de nacidos vivos y fallecidos, además, es necesario recalcar que, debido a la escasez de fuentes de empleo, la parroquia carece de un desarrollo económico apreciable, de esta manera se descarta la proyección poblacional obtenida por el método geométrico, por lo que para efectos de diseño, se utilizará la proyección poblacional de 659 habitante para el año 2042, obtenida con el método aritmético.

5.1.3 Dotaciones

Para el cálculo de dotaciones se debe definir el nivel de servicio que presenta el sistema de agua potable. Existen 5 niveles de servicio según la Tabla 5.2 del CPE INEN 5 Parte: 9-2 los cuales se dividen de la siguiente manera para sistemas de agua potable:

- “Nivel 0: Sistema Individuales.”
- “Ia: Grifos públicos.”
- “Ib: Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño.”
- “IIa: Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa.”
- “IIb: Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa.”

(CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 19)

El nivel de servicio del sistema de agua potable de la parroquia Sardinias es de nivel IIb, debido que el sistema cuenta con conexiones domiciliarias con más de un grifo por casa.

Tabla 40. Dotación de Agua para los Diferentes Niveles de Servicio

Nivel de Servicio	Clima Frío (L/hab*día)	Clima Cálido (L/hab*día)
Ia	25	30
Ib	50	65
IIa	60	85
IIb	75	100

Nota: Datos obtenidos de “CÓDIGO DE PRÁCTICA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL ÁREA RURAL.” (CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 19)

La dotación para el sistema de agua potable de la parroquia Sardinias, al tener un nivel de servicio de tipo IIb, es de 100 L/hab*día.

5.1.4 Variaciones de Consumo

Para calcular el caudal medio, caudal máximo diario y el caudal máximo horario debemos conocer el porcentaje de fugas en el sistema que deben tomarse en cuenta para el rediseño del sistema de agua potable. En la Tabla 41 se indica el porcentaje de fugas según el nivel de servicio.

Tabla 41. *Porcentaje de Fugas Dependiendo del Nivel de Servicio*

Nivel de Servicio	Porcentaje de Fugas
Ia y Ib	10%
IIa y IIb	20%

Nota: Datos obtenidos de “CÓDIGO DE PRACTICA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL ÁREA RURAL.” (CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 20)

Por lo tanto, con base a los datos de la Tabla 41, podemos definir un porcentaje de fugas del 20% en el sistema de agua potable.

5.1.4.1 Caudal Medio

El caudal medio diario consumido, se calcula mediante la ecuación presentada a continuación:

$$Q_m = \frac{f * (P * D)}{86400} \quad (32)$$

Donde:

Q_m : Caudal medio (l/s)

f : Factor de fugas

P : Población al final del período de diseño

D : Dotación futura (l/hab*día)

(CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 20)

5.1.4.2 Caudal Máximo Diario

El caudal máximo diario consumido, se calcula mediante la ecuación presentada a continuación:

$$QMD = KMD * Qm \quad (33)$$

Donde:

QMD: Caudal máximo diario (l/s)

Qm: Caudal medio (l/s)

KMD: Factor de mayoración máximo diario (1.25)

(CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 20)

5.1.4.3 Caudal Máximo Horario

El caudal máximo horario consumido, se calcula mediante la ecuación presentada a continuación:

$$QMH = KMH * Qm \quad (34)$$

Donde:

QMH: Caudal máximo horario (l/s)

Qm: Caudal medio (l/s)

KMH: Factor de mayoración máximo horario (3)

(CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 20).

5.1.4.4 Demanda Actual vs Demanda Futura

Se calculó el caudal medio, el caudal máximo diario y el caudal máximo horario para el año 2020 y 2042 con los siguientes datos de partida:

- Población Año 2020: 566 Habitantes
- Población Año 2042: 659 Habitantes
- Factor de Fugas: 20%
- Dotación: 100 L/hab*día

5.1.4.4.1 *Caudal Medio diario: año 2020 y 2042*

Se aplica la Ecuación 32, con los datos de partida mencionados en 5.1.4.4:

$$Qm_{2020} = \frac{1.2 * (566 \text{ hab} * 100 \text{ L/hab} * \text{día})}{86400 \text{ s}} = 0.79 \text{ l/s}$$

La dotación por habitante al día (100 L/hab * día), es un parámetro que depende de factores como el nivel socioeconómico de la población, el crecimiento poblacional, el nivel de servicio del sistema, entre otros. Para el presente proyecto se determina que la dotación no va cambiar hasta el horizonte de diseño, debido a que la proyección poblacional en la parroquia, no presenta un crecimiento significativo para el periodo de diseño de 20 años, además de que el desarrollo de la economía de la parroquia está limitada a la producción agrícola, ganadera y de pesca, por lo que no se prevé un desarrollo considerable en el nivel socioeconómico de la población.

$$Qm_{2042} = \frac{1.2 * (659 \text{ hab} * 100 \text{ L/hab} * \text{día})}{86400 \text{ s}} = 0.92 \text{ l/s}$$

5.1.4.4.2 Caudal Máximo Diario: año 2020 y 2042

Se aplica la Ecuación 34, con los datos calculados en 5.1.4.4.1:

$$QMD_{2020} = 1.25 * 0.79 \frac{l}{s} = 0.99 \text{ l/s}$$

$$QMD_{2042} = 1.25 * 0.92 \frac{l}{s} = 1.15 \text{ l/s}$$

5.1.4.4.3 Caudal Máximo Horario: año 2020 y 2042

$$QMH_{2020} = 3.0 * 0.79 \frac{l}{s} = 2.37 \text{ l/s}$$

$$QMH_{2042} = 3.0 * 0.92 \frac{l}{s} = 2.76 \text{ l/s}$$

5.1.4.4.4 Resultados de la Demanda

Se presenta en la Tabla 42 la demanda para el año 2020 y el año 2042, que es el horizonte de diseño propuesto para el presente proyecto:

Tabla 42. Demanda Actual vs Demanda Futura

Variación de Consumo	Año 2020	Año 2042
Caudal Medio	0.79 l/s	0.92 l/s
Caudal Máximo Diario	0.99 l/s	1.15 l/s
Caudal Máximo Horario	2.37 l/s	2.76 l/s

Nota: Elaboración Propia

5.2 Rediseño de la Captación

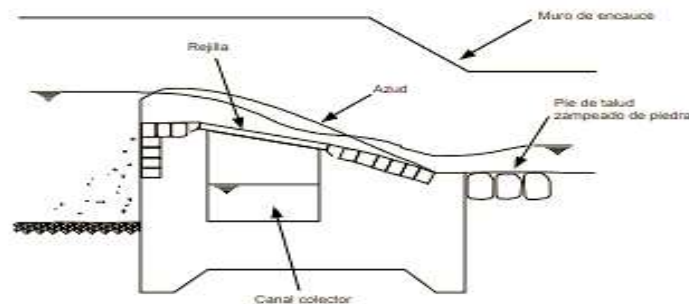
El tipo de captación a implementarse en el presente proyecto, será de tipo Tirolesa o también conocida como Toma Caucasiona, debido a que estas tomas son ideales cuando la pendiente

del río se encuentra en rangos clasificados como grandes ($1\% < p < 10\%$) o muy grandes ($10\% < p$). Además, es necesario especificar que la zona de captación se encuentra en una parte recta del río por lo que es recomendable este tipo de captación frente a una toma lateral, mismas que por lo general debe ubicarse en la parte cóncava de los meandros.

5.2.1 Diseño de Obra de Toma Tirolesa

5.2.1.1 Diseño de la Rejilla

Figura 48. Partes de la Toma Tirolesa



Nota: Imagen obtenida de “Tomas Tirolesas: Criterios de Diseño y Construcción de Obras de Captación” (SENARI, GIZ, 2010, pág. 44)

“El cálculo de las dimensiones de la rejilla se basa en la fórmula general de vertedores, cuyos coeficientes varían en función de la forma de la rejilla, separación entre barras, pérdidas de carga, régimen del flujo de llegada y caudal de diseño” (SENARI, GIZ, 2010). La ecuación se muestra a continuación:

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * c * B * L * \sqrt{2gh} \quad (35)$$

Donde:

Q : Caudal Captado por la Rejilla (m^3/s)

c : Coeficiente de la rejilla

μ : Coeficiente de descarga de la rejilla

B : Ancho de la rejilla perpendicular al flujo (m)

L : Largo de la rejilla (m)

h : Altura del agua en el borde superior de la rejilla

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

(SENARI, GIZ, 2010, pág. 50)

5.2.1.1.1 Coeficiente de la Rejilla (c)

El valor del coeficiente de la rejilla (c) depende de la distancia entre barras medida desde los filos, distancia entre ejes y el ángulo de inclinación de la rejilla. Para el presente trabajo se utilizarán platinas de 3/4" (20mm de ancho, 12 mm de espesor), de acuerdo a la disponibilidad del mercado, además tendrá un separación de 1 cm entre cada platina medida desde el borde y el ángulo de inclinación de la rejilla de 30° como valor intermedio de los criterios especificados para las obras de toma de fondo que especifica que “Es conveniente que el ángulo de inclinación de la rejilla varíe entre 22° y 45°.” (SENARI, GIZ, 2010, pág. 46). La fórmula para calcular el coeficiente se muestra a continuación:

$$c = 0.6 * \frac{a}{b} * (\cos\beta)^{\frac{3}{2}} \quad (36)$$

Donde:

a : Espacio entre barrotes medido desde los bordes (m)

b : Espacio entre barrotes medido desde los ejes (m)

β : Ángulo de inclinación de la rejilla (grados)

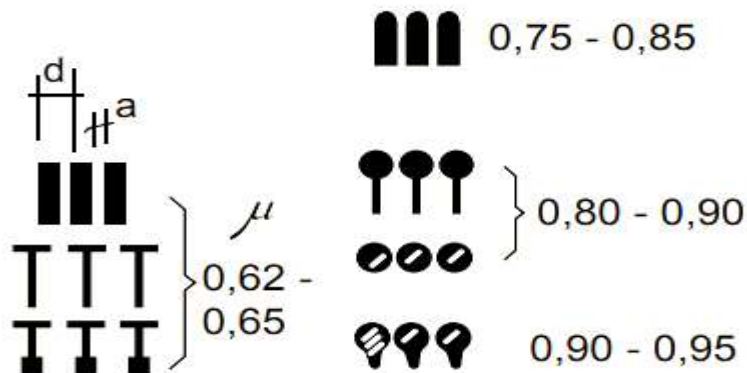
A continuación, se presenta el cálculo del coeficiente de la rejilla con los datos del presente proyecto aplicando la Ecuación 36:

$$c = 0.6 * \frac{0.01m}{0.03m} * (\cos(30^\circ))^{\frac{3}{2}} = 0.16118$$

5.2.1.1.2 Coeficiente de Descarga de la Rejilla (μ)

El coeficiente de descarga está en función de la forma de los barrotes de la rejilla, como se muestra en la Figura 50, en ningún caso los barrotes pueden ser circulares debido a que existe mayor probabilidad de obstrucción con arena y piedra fina.

Figura 49. Valores del Coeficiente de Contracción de la Rejilla μ



Nota: Imagen obtenida de “Tomas Tirolesas: Criterios de Diseño y Construcción de Obras de Captación” (SENARI, GIZ, 2010, pág. 51).

En el presente trabajo las platinas serán de sección rectangular por lo que se toma como coeficiente de descarga de la rejilla como 0.65

5.2.1.1.3 Altura de Agua en la Parte Superior de la Rejilla (h)

La altura h esta medida perpendicularmente desde la rejilla hasta la lámina de agua superior, mismo parámetro que se encuentra relacionado con la altura crítica, “Según el Laboratorio de Construcciones Hidráulicas de la Escuela Politécnica Federal de Lausanne (2006), el valor de “ h ” se obtiene con la siguiente fórmula:” (SENARI, GIZ, 2010, pág. 52)

$$h = k_c * h_{cr} \quad (37)$$

Donde:

k_c : Factor de corrección

h_{cr} : Altura crítica (m)

El factor de corrección se puede obtener ya sea por fórmulas o por valores tabulados en función del ángulo de inclinación de la rejilla, los cuales se presentan a en la Tabla 43.

Tabla 43. *Valores del Factor de Corrección*

Ángulo β	K_c	Ángulo β	K_c
0	1	16	0.865
2	0.980	18	0.851
4	0.961	20	0.837
6	0.944	22	0.825
8	0.927	24	0.812
10	0.910	26	0.800
12	0.894	28	0.789
14	0.879	30	0.778

Nota: Datos obtenidos de “*Tomas Tirolesas: Criterios de Diseño y Construcción de Obras de Captación*” (SENARI, GIZ, 2010, pág. 52)

El factor de corrección es de 0.778. Para calcular la altura crítica se tiene la siguiente ecuación:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * B^2}} \quad (38)$$

El caudal a ser captado por la obra de toma debe ser “1.2 el caudal máximo diario correspondiente al final del período de diseño” (CPE INEN: 5, PARTE 9-2, 1997, pág. 22).

En nuestro proyecto el caudal máximo diario para el año 2042 es de 1.15 l/s, por lo que la rejilla debe ser capaz de captar:

$$Q_c = 1.2 * 1.15 \frac{l}{s} = 1.38 \frac{l}{s}$$

Debemos considerar que, en el apartado 5.2.2.7.2, se detalla la implementación de un desarenador con dos módulos los cuales funcionan en paralelo, por lo que “... el dimensionamiento de cada uno debe corresponder al caudal medio diario. Al quedar un módulo fuera de servicio por mantenimiento, la capacidad hidráulica del sistema debe permitir el paso a la planta de purificación el caudal máximo diario...” (Cualla, 2003, pág. 185). El caudal medio diario para el horizonte de diseño en nuestro proyecto es de 0.92 l/s como se especifica en la Tabla 42, por lo que el caudal que debe captar la rejilla debe ser de:

$$Q_c = 2 * 0.92 \frac{l}{s} = 1.84 \frac{l}{s} > 1.38 \frac{l}{s}$$

El caudal de 1.84 l/s es el caudal crítico al ser mayor. Con este caudal las dimensiones de la rejilla serían 0.5m de largo (L) por 0.15m de ancho (h), lo que dificultarán los trabajos de limpieza, además de que, la velocidad al final del canal de recolección sería de 0.4937 m/s. En 5.2.2.1, se calcula la velocidad mínima al final del canal de recolección para arrastrar los sedimentos que logren pasar por la rejilla, misma que tiene un valor de 0.9396 m/s, de esta manera se comprueba que no existe la velocidad necesaria para generar un arrastre de sedimentos. Después de realizar iteraciones se propone captar un caudal de 25 l/s.

En este punto se debe asumir un ancho (B) de la rejilla con el cual se itera para obtener un largo de rejilla. Se debe tomar en cuenta que el largo de la rejilla (L) puede ser como máximo de 1.25m (Krochin, 1978) mientras que el ancho está en función de las características topográficas de la zona de implantación. En el presente proyecto se asume un ancho de 2m debido a que con este valor se obtiene un largo de rejilla de 0.35m, dimensión que permite

facilidad en el mantenimiento y produce menor desperdicio al momento de cortar las platinas.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{0.025^2 \text{ m}^3/\text{s}}{9.81 \text{ m/s}^2 * 2 \text{ m}^2}} \approx 0.02516$$

$$E_{\text{mín.}} = \frac{3}{2} * h_{cr} \approx 3.77 \text{ cm}$$

Reemplazamos h_{cr} en la Ecuación 37 y tenemos que:

$$h = 0.778 * 0.02516 \text{ m} = 0.01957 \text{ m}$$

Con la altura en el borde superior de la rejilla (h), se procede a calcular la longitud de la rejilla como se muestra en 5.2.1.1.4

5.2.1.1.4 Cálculo de la Longitud de la Rejilla

Una vez calculado el caudal a captar, el coeficiente de la rejilla, el coeficiente de descarga de la rejilla, el ancho de la rejilla y la altura del agua en el borde superior de la rejilla, despejamos L de la Ecuación 35 como se muestra a continuación:

$$L_{\text{calc}} = \frac{3 * 0.025 \text{ m}^3/\text{s}}{2 * 0.1611 * 0.65 * 2 \text{ m} * \sqrt{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0.01957 \text{ m}}} = 28.88 \text{ cm}$$

“se recomienda que la longitud calculada de la rejilla sea incrementada en un 20% para contrarrestar potenciales obstrucciones” (SENARI, GIZ, 2010, pág. 52). Por lo tanto, la longitud será igual a:

$$L = 1.2 * 28.88 \text{ cm} = 34.65 \text{ cm}$$

Por efectos constructivos se adopta una longitud de rejilla de 35 cm, con estas dimensiones de rejilla, el caudal real captado aplicando la Ecuación 35 es de 30.3 l/s y de 138 l/s en la máxima crecida del río (10.5 m³/s).

5.2.1.1.5 Número de Barrotes

El número de Barrotes se calculó de la siguiente manera:

$$N = \frac{B}{s} = \frac{2.0m}{0.03m} = 66.67 \quad (39)$$

B es el ancho de la rejilla y s es la separación entre ejes de los barrotes, si se contabiliza el barrote inicial tenemos como resultado un total de 67 barrotes que en este caso son platinas rectangulares y 66 espacios libres.

5.2.1.1.6 Altura del Azud Encima de la Rejilla

La altura del azud por encima de la rejilla “h” se calculó por dos métodos, el propuesto por la Cooperación Técnica Alemana-GTZ especificado en 5.2.1.1.3, y el propuesto por Sviatoslav Krochin en el libro de “Diseño Hidráulico”, mismo que se especifica en la Tabla 44. Los datos de entrada para el cálculo de la altura de por encima de la rejilla propuesto por Sviatoslav Krochin en el libro de “Diseño Hidráulico”, son los siguientes:

- Separación entre rejillas (s) = 1 cm
- Ancho del Canal (L)= 0.35 m
- Largo de la rejilla (B)= 2.0m
- Espesor de platina (e)=1.2cm
- Ángulo de inclinación (β)= 30°
- Caudal de entrada (Q)= 0.0303 m³/s

Tabla 44. Cálculo de la Altura de la Cresta del Azud por Encima de la Rejilla

#	Parámetro	Ecuación	Result.	Unidad	Justificación
1.	Coefficiente de reducción de área neta a área efectiva.	$K = (100 - f) \frac{s}{s + t}$	0.2533	-	f es el porcentaje de grava o arena que se queda obstruida en la rejilla, que se toma del 15% al 30%. En este caso, se tomó el promedio (22.5%)

Continua...

Continuación...

Tabla 45. Cálculo de la Altura de la Cresta del Azud por Encima de la Rejilla

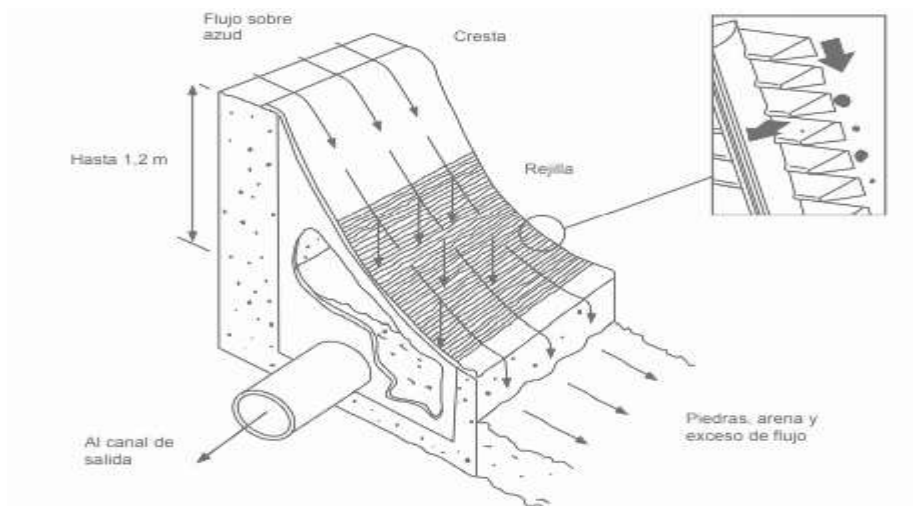
#	Parámetro	Ecuación	Result.	Unidad	Justificación
2.	Relación e/s	$\frac{e}{s}$	1.2	-	-
3.	Coeficiente Co	$Co = 0.6 \text{ para } \frac{e}{s} > 4$ $Co = 0.5 \text{ para } \frac{e}{s} < 4$	0.5	-	-
4.	Coeficiente de contracción C	$C = Co - 0.325 \operatorname{tg}(30^\circ)$	0.3123	-	-
5.	Altura de agua por encima de la rejilla	$H_o = \left(\frac{Q}{2.55 * C * K * B * L} \right)^2$	0.04602	m	Despeje de la Ecuación 5.27 en el libro "Diseño Hidráulico" (pág.102)

Nota: Elaboración Propia

Se obtuvo una altura de la lámina de agua por encima de la rejilla, de 4.60cm por el método propuesto por Sviatoslav Krochin en el libro de "Diseño Hidráulico" y de 3.77cm por el método propuesto por la Cooperación Técnica Alemana-GTZ, debido a que en este método considera la carga de energía específica como parámetro crítico.

Por lo tanto, por lo tanto, para efectos prácticos, la altura del azud debe encontrarse 5 cm por encima de la rejilla para asegurar el caudal de captación.

Figura 50. Esquema de una Rejilla de Fondo en Toma Tirolesa



Nota: Reproducido de la Figura N°8, de “Criterios de Diseño y Construcción de Obras de Captación para Riego: Tomas Tirolesas” (SENARI, GIZ, 2010, pág. 45).

5.2.1.1.7 Verificación del Ancho de Platina

Se verificará el ancho de la platina para que sea capaz de resistir el momento máximo producido por material depositado sobre estas como piedras, cuyo peso específico es de alrededor de 2.2 T/m^3 .

El peso específico del material sumergido se calcula restando el peso específico del agua que es 1.0 T/m^3

$$\gamma_m = 2.2 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} - 1.0 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} = 1.2 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} \quad (40)$$

Para calcular el volumen del material sobre la rejilla suponemos que “... en creciente el río es capaz de arrastrar piedras cuyo volumen es equivalente a una esfera de 0.5m de diámetro” (Krochin, 1978, pág. 104). Esta asunción se realiza para ríos de montaña, es decir “un río de con una pendiente longitudinal superior al 0,2%” (Jarred, 1990). El cálculo se presenta a continuación:

$$Volumen.material = \frac{1}{6} \pi D^3 = 0.0655 m^3 \quad (41)$$

El peso del material es igual a la multiplicación del volumen obtenido en la Ecuación 41 y del peso específico obtenido en la Ecuación 40.

$$P = 1.2 \frac{T}{m^3} * 0.0655 m^3 = 0.0786 Ton \quad (42)$$

“En el peor de los casos la piedra se apoyará solamente en dos barrotes y el momento máximo se produce cuando la piedra está en la mitad de la reja.” (Krochin, 1978, pág. 104). La fórmula para calcular momento actuante sobre cada platina está establecida en la página 104 del libro “Diseño Hidráulico” (Krochin, 1978), misma que se transcribe en la Ecuación 43 del presente documento.

$$M = \frac{P}{8} * (B + 0.05m) = 0.0201 Ton * m \quad (43)$$

La resistencia de trabajo que tiene la platina es un dato obtenido mediante especificación del fabricante, la cual, para las presentes platinas, es de 4200 kg/cm².

$$\sigma = \frac{M * c}{I} \quad (44)$$

Donde:

σ = Esfuerzo nominal (kg/cm²)

M = Momento máximo absoluto (Kg*cm)

I = Momento de inercia (cm⁴)

c = Distancia del eje neutro al extremo de la viga (cm)

(Morales, 2016)

A continuación, se despeja la fórmula para calcular la flexión (Ecuación 44), en función del momento de inercia sobre la distancia del eje neutro al extremo de la viga, como se muestra a continuación:

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{0.0201 \text{ Kg} * \text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 10^5 = 0.4786 \text{cm}^3$$

El cálculo del espesor de platina se realiza a continuación:

$$s = \sqrt{\frac{6 * 0.04786 \text{cm}^3}{2 \text{ cm}}} = 1.198 \text{cm} \quad (45)$$

Las platinas perfil rectangulares de 3/4" planteadas para este proyecto tienen un espesor de 12 mm por lo que cumplen con un espesor mayor a 11.98mm.

5.2.1.2 Diseño del Azud

Se propone que el caudal excedente del río pase por un vertedero con perfil tipo Creager debido a que este perfil hidrodinámico permite que no exista vibraciones en la estructura y además permite un mayor coeficiente de descarga. El caudal con el que se diseñó el perfil Creager corresponde al caudal máximo en la cuenca con un periodo de retorno de 25 años calculado en 4.1.2.2.4. Los datos para calcular el perfil Creager se muestra a continuación:

- Caudal = 10.5 m³/s
- Paramento = 1m
- Ancho del Perfil = 9.5m
- Coeficiente de Descarga = 2.1656 (Valor asumido, se debe comprobar)

El diseño del perfil Creager se realizará por el Método Simplificado por el Bureau Reclamation. El método consiste en calcular la carga de agua sobre la cresta del vertedero “Ho” la cual se obtiene despejando de la ecuación general de vertederos como se muestra a continuación:

$$h_o = \left(\frac{Q}{B * C} \right)^{2/3} \quad (46)$$

Donde:

H_o : Altura de la lámina (m).

B : Ancho del vertedero(m)

C : Coeficiente de descarga

Q : Caudal (m^3/s)

(Krochin, 1978, pág. 47)

Para ello

A continuación, se muestra el cálculo de H_o :

$$H_o = \left(\frac{10.5m^3/s}{9.5m * 2.1656} \right)^{2/3} = 0.6386m$$

Con la altura H_o , se procede la velocidad de aproximación:

$$V_e = \frac{Q}{(H_o + P) * B} = 0.6745 \text{ m/s}$$

Una vez calculada la velocidad, se procede a calcular la carga por velocidad:

$$h_a = \frac{Ve^2}{2 * g} = 0.0232 \text{ m}$$

La carga de presión (h_e) se obtiene realizando la diferencia entre la carga total menos la carga por velocidad como se muestra a continuación:

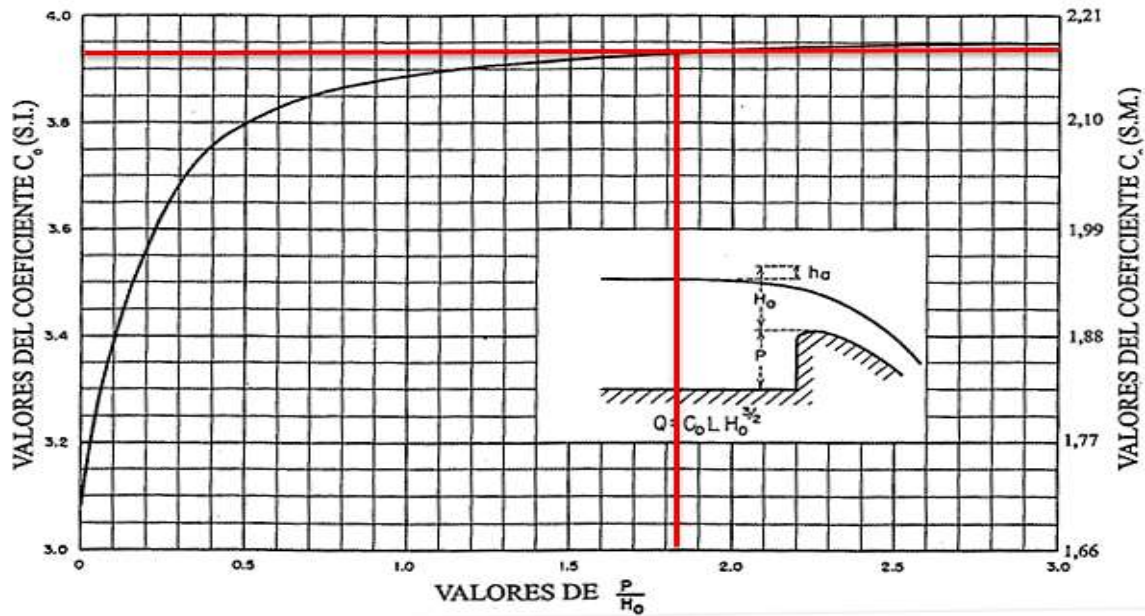
$$h_e = H_o - h_a = 0.6155 \text{ m}$$

Se obtuvieron los siguientes valores para los parámetros de diseño del azud con perfil Creager:

- Carga Total (H_o) = 0.6386 m
- Carga por Velocidad (h_a) = 0.0232m
- Carga de Presión (h_e) = 0.6155m
- Velocidad sobre la cresta (V) = 0.6745 m/s
- Relación entre el paramento y la carga total (P/H_o) = 1.5658
- Relación entre la carga de velocidad y la carga de presión (h_a/H_o) = 0.036

Es importante explicar que, el proceso para definir el coeficiente de descarga, parte de asumir un coeficiente que se encuentra entre 1.66-2.21 (Bureau of Reclamation, 2007). Con el cual se realiza el cálculo de H_o , a continuación, se realiza el cálculo de la relación P/H_o con la finalidad de utilizar este parámetro en la Figura 52, para obtener un coeficiente de descarga más cercano al valor real.

Figura 51. Determinación del Coeficiente de Gasto en Función de P y Ho.



Nota: Reproducido de la Figura 9-23, del libro “Diseño de Pequeñas Presas” (Bureau of Reclamation, 2007, pág. 444).

En el presente trabajo, se asume un coeficiente de descarga de 2.1656, mismo que mediante los cálculos mostrados anteriormente, se obtiene una relación P/Ho de 1.5658, y el coeficiente de descarga que presenta la Figura 52, es de 3.935 en el sistema imperial equivalente 2.16 en el sistema métrico decimal. Cabe recalcar que, el coeficiente de descarga asumido debe coincidir con el comprobado mediante las ecuaciones mostradas en 5.2.1.2.1.

5.2.1.2.1 Comprobación del Coeficiente de Descarga

La comprobación del coeficiente de descarga se obtiene aplicando las ecuaciones presentadas por el método simplificado del Bureau of Reclamation, mismas que se muestran a continuación:

$$C_o = -0.034 * \left(\frac{P}{He}\right)^2 + 0.145 * \left(\frac{P}{He}\right) + 2.031 = 2.1768$$

$$C_2 = 0.212 * \left(\frac{He}{Ho}\right)^{\frac{2}{3}} + 0.788 = 0.9948$$

$$C = C_2 + C_0 = 2.1656$$

Se comprueba que el valor calculado del coeficiente de descarga corresponde al valor asumido por lo que se toma el valor como verdadero.

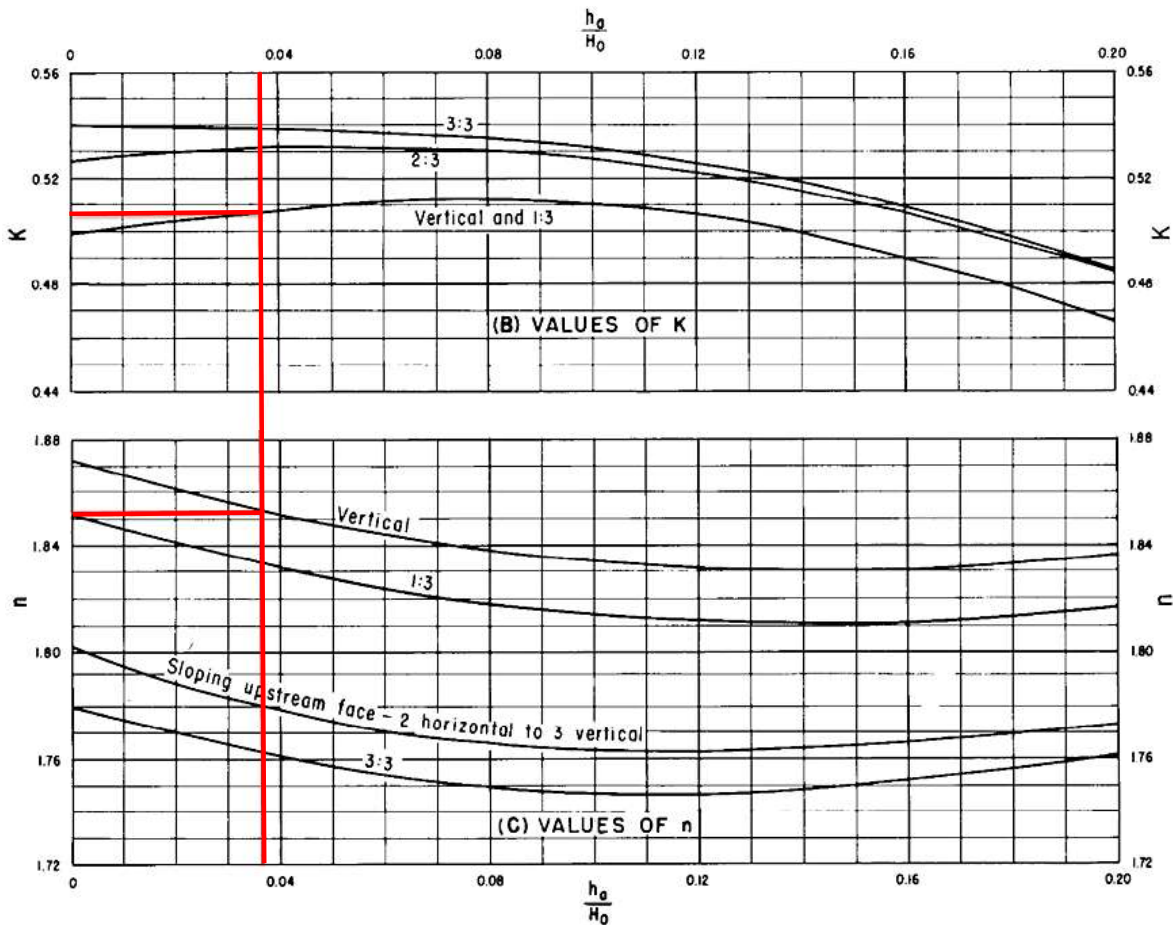
5.2.1.2.2 Ecuación General del Perfil Creager

$$\frac{y}{H_0} = -k \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

Donde x y y son las abscisas y ordenas del perfil, y k y n “son constantes cuyo valores depende la inclinación del paramento de aguas arriba y de la velocidad de aproximación.”

(Bureau of Reclamation, 2007, pág. 438). Los valores de estas constantes se determinaron mediante el uso del Figura 53 con la relación de h_a/H_0 .

Figura 52. Coeficiente K y n .

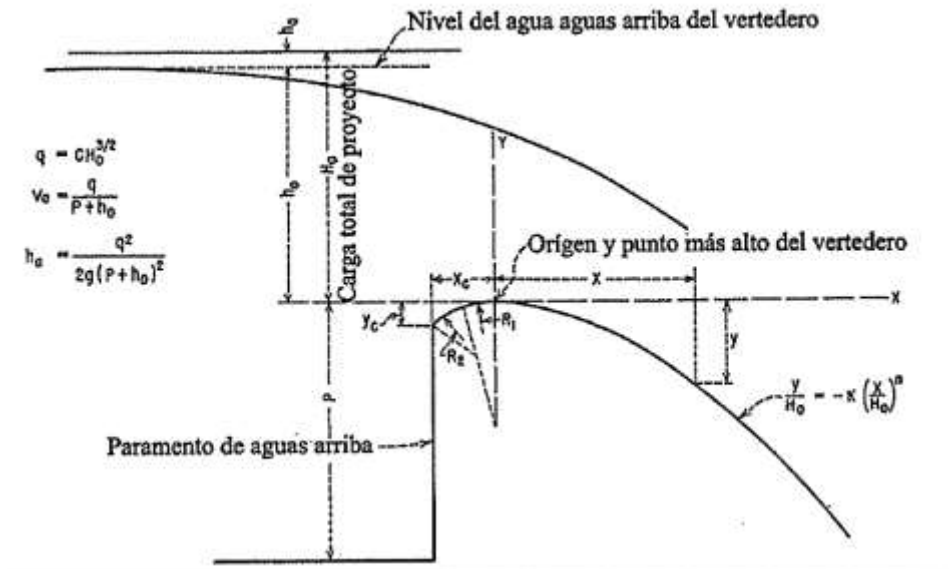


Nota: Reproducido de Figura A, del libro “Diseño de Pequeñas Presas” (Bureau of Reclamation, 2007, pág. 439).

Se determina que las constantes tienen los siguientes valores como se evidencia en la Figura 53:

- $K= 0.508$
- $n= 1.851$

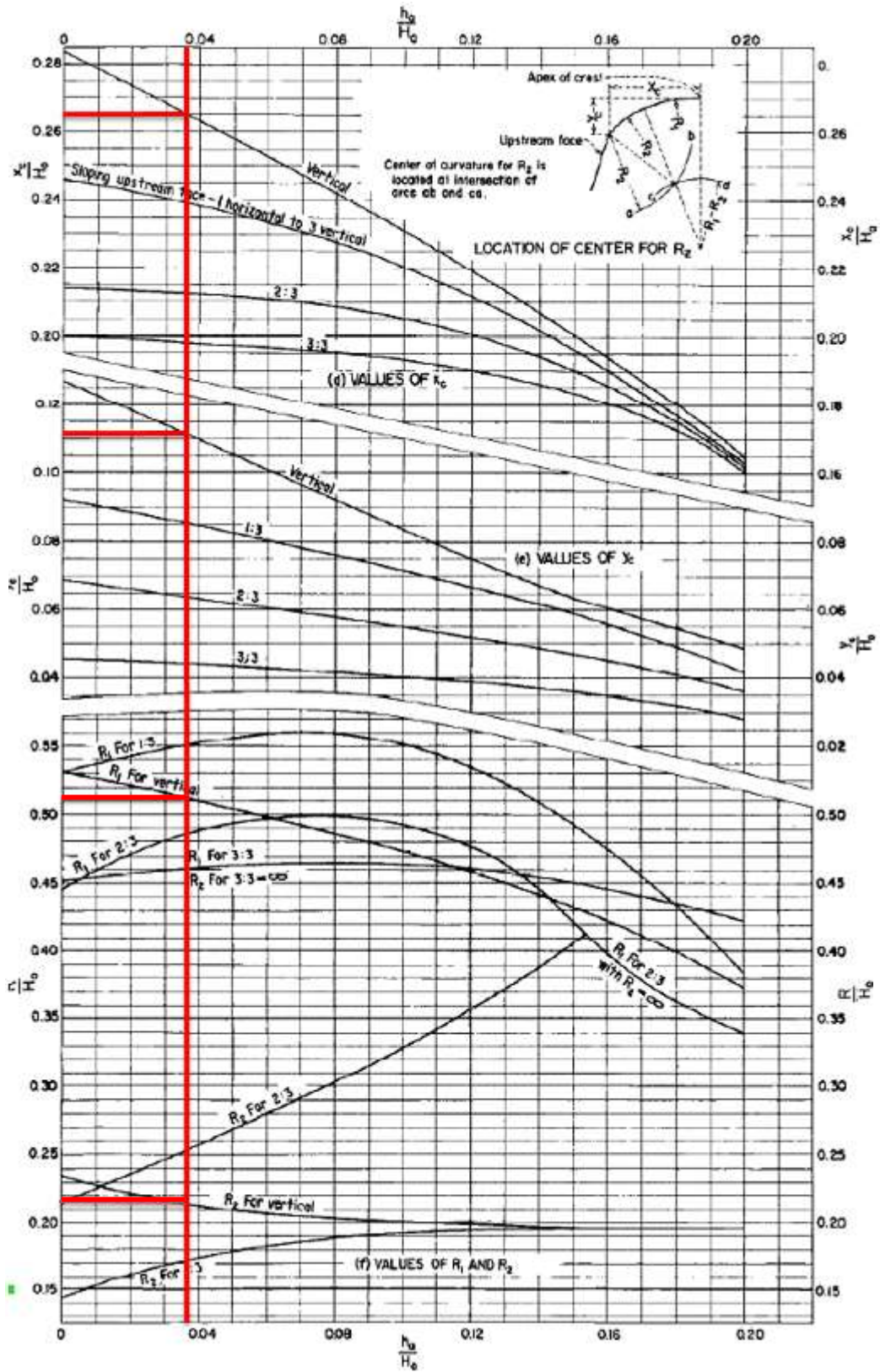
Figura 53. Elementos de Perfil de un Vertedero Estricto



Nota: Reproducido de Figura A, del libro “Diseño de Pequeñas Presas” (Bureau of Reclamation, 2007, pág. 439).

Una vez obtenidos los valores de las constantes, se reemplazan valores en la ecuación general del perfil Creager, especificada en 5.2.1.2.2, para generar el perfil que se propondrá para el presente proyecto. Cabe mencionar que la ecuación solo permite trazar el perfil desde el origen con dirección aguas abajo. Los coeficientes que definen el perfil del vertedero desde el punto de origen hacia aguas arriba, son: X_c , Y_c , R_1 y R_2 como se muestra en la Figura 55 con la relación h_a/H_0 .

Figura 54. Coeficiente X_c/H_o , Y_c/H_o , R_1/H_o y R_2/H_o



Nota: Reproducido de Figura A, del libro "Diseño de Pequeñas Presas" (Bureau of Reclamation, 2007, pág. 440).

Los valores de los coeficientes que definen el perfil del vertedero desde el origen hacia aguas arriba, con la relación de $h_a/H_o = 0.036$, se obtuvieron los siguientes resultados como se muestra en la Figura 55. Cabe mencionar que la pared del paramento es vertical.

- $X_c = 0.1692$
- $Y_c = 0.0709$
- $R_1 = 0.3257$
- $R_2 = 0.1348$

Con los coeficientes, se procedió al cálculo de las coordenadas utilizando la ecuación general del perfil Creager, los valores se muestran en la Tabla 45.

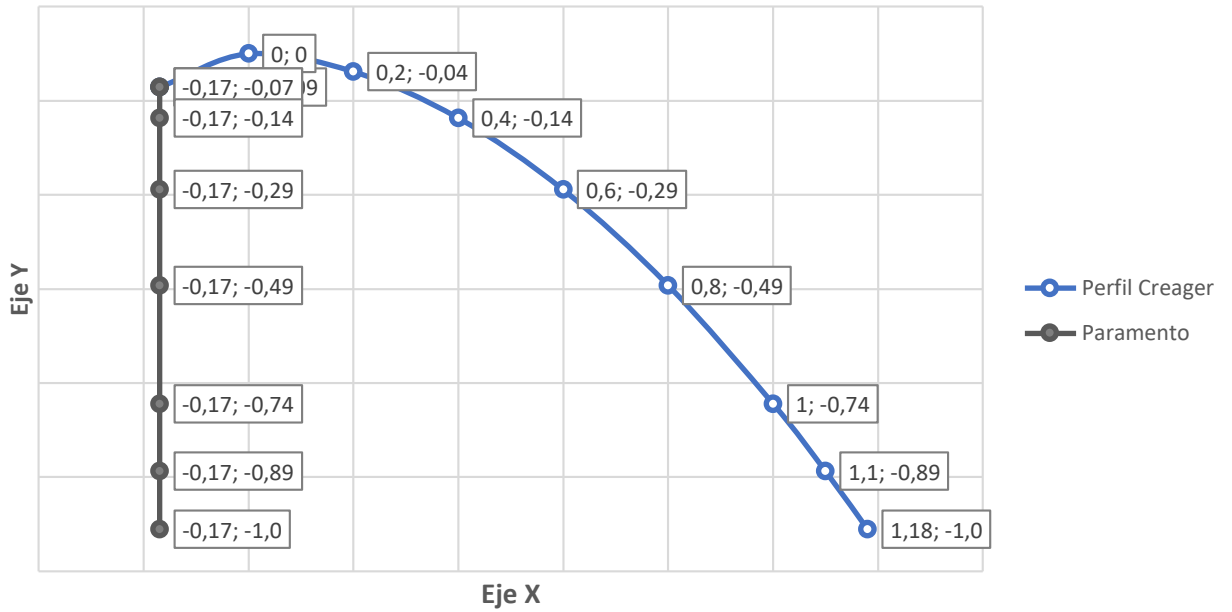
Tabla 46. *Coordenadas del Vertedero con Perfil Creager*

X	Y
-0.1692	-0.0709
0	0
0.2	-0.04
0.4	-0.14
0.6	-0.29
0.8	-0.49
1	-0.74
1.1	-0.89
1.18	-1.0

Nota: Elaboración Propia

Es importante mencionar que el cálculo se realizó hasta tener una ordenada igual a la del paramento existente (1.0m), este valor cumple el parámetro de ser menor a 1.2m especificado en “Criterios de Diseño y Construcción de Obras de Captación para Riego: Tomas Tiroleras” como se muestra en la Figura 51.

Figura 55. Perfil Creager con coordenadas



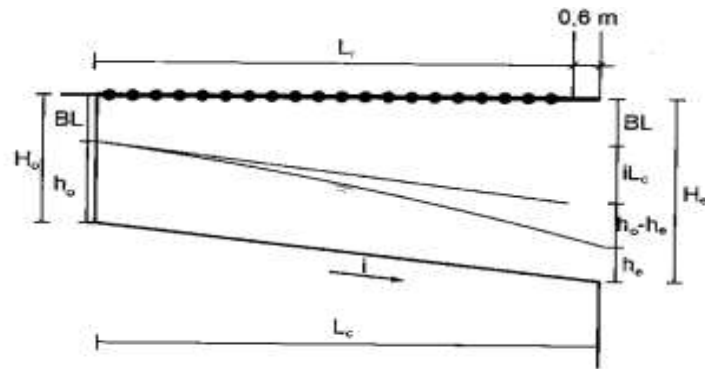
Nota: Elaboración Propia

5.2.2 Obras Complementarias

5.2.2.1 Diseño del Canal Colector

Para el diseño del canal se realiza la suposición de que al inicio del canal se capta todo el volumen, de esta manera y con ecuaciones de cantidad de movimiento se pretende calcular los niveles en el canal colector teniendo en cuenta que “la velocidad de entrega de la cámara de recolección debe ser mayor de 0.3m/s y menor de 3.0m/s” (Cualla, 2003, pág. 100).

Figura 56. Perfil del Canal Colector



Nota: Reproducido de la Figura 6.15, del libro “Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados” (Cualla, 2003, pág. 101).

Los niveles de agua en el canal de recolección se calculan de la siguiente manera:

El nivel aguas abajo (h_e) en el canal de recolección, debe ser igual a la altura crítica para tener una descarga libre a la cámara de recolección. Se calcula como se muestra en la Ecuación 47.

$$h_e = h_c = \left(\frac{Q^2}{g * L^2} \right)^{1/3} \quad (47)$$

Donde:

h_e : Nivel aguas abajo (m).

h_c : Altura crítica

Q : Caudal captado (m^3/s)

g : gravedad (m/s^2)

L : Ancho del canal

(Cualla, 2003, pág. 100)

Los datos utilizados para el cálculo fueron los siguientes:

- $Q = 0.0303 \text{ m}^3/\text{s}$ (5.2.1.1.4)

- $L = 0.35\text{m}$ (5.2.1.1.4)
- $g = 9.81\text{m/s}^2$

El cálculo del nivel aguas abajo en el canal recolector queda expresado de la siguiente manera:

$$h_e = \left(\frac{0.303^2 \text{m}^3/\text{s}}{9.81\text{m/s}^2 * 0.35^2 \text{m}} \right)^{1/3} = 0.0914\text{m}$$

El nivel aguas arriba (h_o) en el canal de recolección, se calcula tomando en cuenta un gradiente del 3% para que tenga una suficiente velocidad para arrastrar los sedimentos que puedan pasar la rejilla, esto se comprueba una vez calculada la velocidad final en el canal recolector. Su ecuación se presenta a continuación:

$$h_o = \left[2 * h_e^2 + \left(h_e - \frac{iL_C}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} * iL_C \quad (48)$$

Donde:

h_o : Nivel aguas arriba (m).

i : Pendiente

L_C : longitud del canal (m)

(Cualla, 2003, pág. 99)

La longitud del canal es la suma del ancho de la rejilla más el ancho de los muros, mismos tienen 30 cm de ancho, por lo tanto, la longitud del canal es igual a 2.3m. El cálculo del nivel aguas arriba se muestra a continuación:

$$h_o = \left[2 * 0.0914\text{m}^2 + \left(0.0914\text{m} - \frac{0.03 * 2.3\text{m}}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} * 0.03 * 2.3 = 0.10027\text{m}$$

La altura total de los muros del canal de recolección se calcula de la siguiente manera:

- Aguas arriba: Se toma una altura de seguridad del 25% de h_o

$$H_o = h_o + 1.25h_o = 0.22561m \cong 0.25m$$

- Aguas abajo:

$$H_e = H_o + iL_c = 0.31 \cong 0.35m$$

Una vez calculado las alturas aguas arriba y aguas abajo del canal colector se procede a verificar la velocidad final del agua en el canal con la Ecuación 49.

$$V_e = \frac{Q}{L * h_e} = 0.947 \text{ m/s} \quad (49)$$

La velocidad final cumple la condición de estar dentro de velocidades entre 0.3m/s y 3m/s para el dimensionamiento de la cámara de recolección. Para comprobar que todos los sedimentos que logren pasar la rejilla sean arrastrados, Krochin propone la siguiente ecuación:

$$V_f = 3 \sqrt{gs} \quad (50)$$

Donde:

s: Espaciamiento entre barrotes (m).

(Krochin, 1978, pág. 106)

El espaciamiento entre platinas en la rejilla propuesta es de 1cm por lo tanto el cálculo se presenta a continuación:

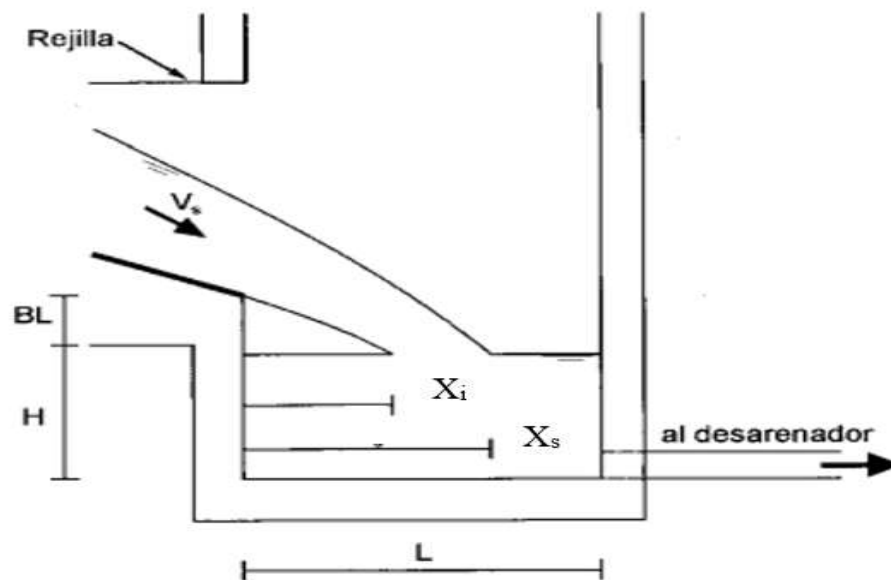
$$V_f = 3 \sqrt{\frac{9.81m}{s^2} * 0.01m} = 0.9396m/s$$

La velocidad final $0.947 \frac{m}{s} > 0.9396 m/s$ por lo tanto existe arrastre de todos los sedimentos que pasen por las aberturas de las rejillas.

5.2.2.2 Diseño de la Cámara de Recolección

El diseño de la cámara de recolección viene dado en función de la velocidad y del calado aguas abajo del canal de recolección como se muestra en la Figura 58.

Figura 57. Corte de la Cámara de Recolección



Nota: Reproducido de la Figura 6.17, del libro “Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados” (Cualla, 2003, pág. 102).

Si la velocidad aguas abajo del canal de recolección es mayor a $0.3 m/s$ y menor a $3.0 m/s$, (como en el presente caso), se pueden utilizar las siguientes ecuaciones para el cálculo de las dimensiones del canal de recolección:

$$X_s = 0.36 * V_e^{\frac{2}{3}} + 0.60 * h_e^{\frac{4}{7}} \quad (51)$$

$$X_i = 0.18 * V_e^{\frac{4}{7}} + 0.74 * h_e^{\frac{3}{4}} \quad (52)$$

$$L = X_S + 0.3m \quad (53)$$

Donde:

X_S : Alcance lamina superior (m).

X_i : Alcance lamina inferior (m)

V_e : Velocidad aguas abajo del canal de recolección (m/s)

L: longitud de la cámara de recolección (m)

H: Profundidad de la lámina de agua (m)

(Cualla, 2003, pág. 101)

Con los datos calculados anteriormente, las ecuaciones 50, 51 y 52 quedan expresadas de la siguiente manera:

$$X_S = 0.36 * 0.947^{\frac{2}{3}} + 0.60 * 0.0914^{\frac{4}{7}} = 0.5m$$

$$X_i = 0.18 * 0.947^{\frac{4}{7}} + 0.74 * 0.0914^{\frac{3}{4}} = 0.2975m$$

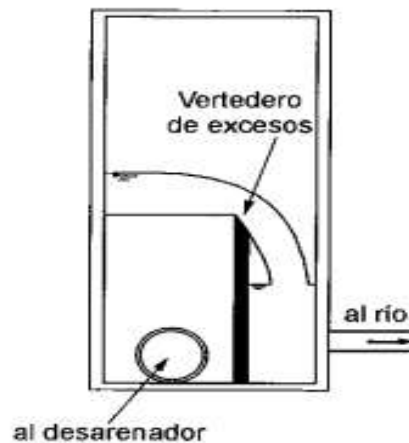
$$L = X_S + 0.3m = 0.8m$$

La RAS especifica que el ancho mínimo de la cámara debe ser mayor o igual a 1.20m, por lo tanto, adoptamos un valor de L igual 1.20m y de ancho 1.5m.

5.2.2.3 Diseño del Vertedero de Excesos de la Cámara de Recolección

Para el caudal excedente se propone diseñar un vertedero de pared delgada sin contracciones y una tubería de excesos, ubicados como se muestra en la Figura 59.

Figura 58. Vertedero y Tubería de excesos en la Cámara de Recolección



Nota: Reproducido de la Figura 6.17, del libro “Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados” (Cualla, 2003, pág. 104).

El vertedero de excesos ubicado en la cámara de recolección será de pared delgada, rectangular sin contracciones, y se calcula con la siguiente ecuación:

$$h_o = \left(\frac{Q}{B * 1.84} \right)^{2/3} \quad (54)$$

Donde:

h_o : Altura de la lámina (m).

B : Ancho del vertedero(m)

Q : Caudal (m³/s)

(Cualla, 2003, pág. 97)

El caudal captado por la rejilla es de 30.3 l/s, sabiendo que el caudal que se va a conducir al desarenador es dos veces el caudal medio, debido a que se plantea que el desarenador este constituido por dos módulos que trabajen paralelamente, es decir 1.58 l/s, por lo tanto, en condiciones normales, el vertedero de excesos trabajará con un caudal de 28.72 l/s. La altura de la lámina del agua sobre el vertedero se calcula de la siguiente manera:

$$h_o = \left(\frac{0.02872 \text{ m}^3/\text{s}}{1.2 \text{ m} * 1.84} \right)^{2/3} = 0.0553 \text{ m}$$

Haciendo uso de la Ecuación 48, calculamos la velocidad de excesos:

$$V_{exc} = \frac{0.02872 \text{ m}^3/\text{s}}{1.2 \text{ m} * 0.0553 \text{ m}} = 0.433 \text{ m/s}$$

La velocidad de excesos se encuentra entre 0.3m/s y 3m/s, por lo tanto, es posible hacer uso de la Ecuación 50 y Ecuación 52, para calcular las dimensiones horizontales del vertedero de excesos.

$$X_S = 0.36 * V_{exc}^{\frac{2}{3}} + 0.60 * h_o^{\frac{4}{7}} = 0.32\text{m}$$

$$L = X_S + 0.3\text{m} = 0.62\text{m} \cong 0.65\text{m}$$

Con el caudal captado en máxima crecida, la altura de la lámina sobre el vertedero es de 15.62cm, por lo tanto, debe haber una altura de seguridad de 30cm desde el vertedero hasta el punto de salida del canal de recolección.

5.2.2.3.1 *Diseño de la Tubería de Excesos*

Para el diseño de la tubería de excesos se utilizará la ecuación general de orificio de pared gruesa, misma que se presenta a continuación:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2gH} \quad (55)$$

Donde:

H : Altura de la lámina hasta el centroide de la tubería (m).

C_d : Coeficiente de descarga

Q : Caudal (m³/s)

A : Área hidráulica de la tubería (m²)

g : Aceleración de la gravedad (m²/s)

(Sotelo, 1994, pág. 204)

Para el presente caso, tenemos un orificio de pared gruesa debido a la presencia de la tubería de descarga, por esta razón el coeficiente de descarga viene dado por la relación existente entre la longitud de la tubería “e” y el diámetro “D” de la misma, los valores del coeficiente de descarga están comprendidos entre 0.82 y 0.55 como se muestra en la Tabla 46.

Tabla 47. Coeficientes de Descarga

e/D	0.5	1	1.5	2	2.5	3	5
Cd	0.6	0.75	0.78	0.79	0.8	0.82	0.79
e/D	12	25	36	50	60	75	100
Cd	0.77	0.71	0.68	0.64	0.6	0.59	0.55

Nota: Datos obtenidos de “Hidráulica General- Fundamentos” Tabla 6.2. (Sotelo, 1994, pág. 221)

Los datos para el presente diseño son los siguientes:

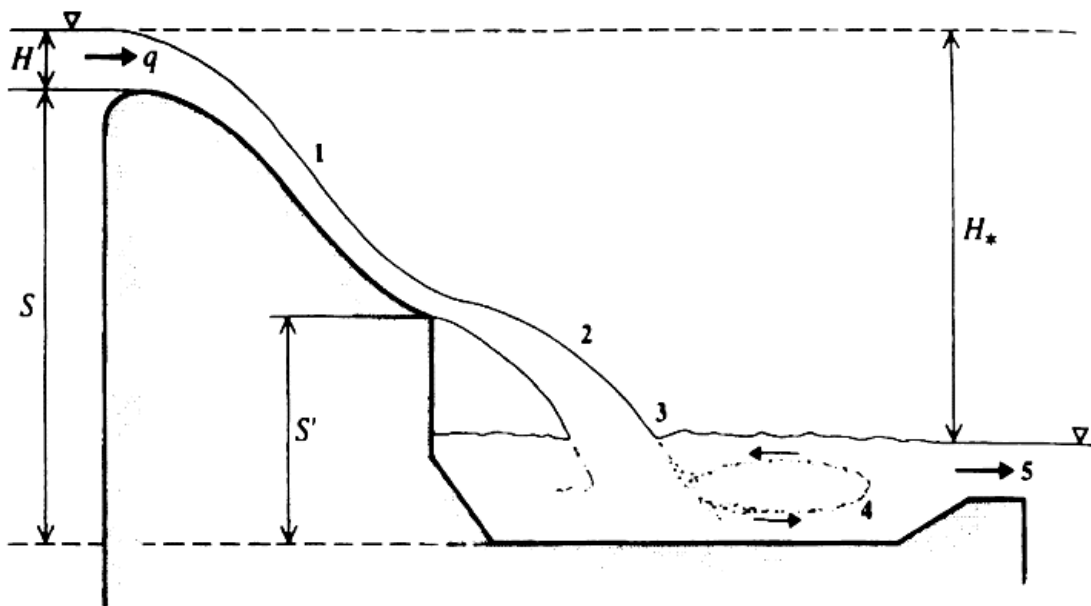
- Caudal: 28.72 l/s
- Longitud de la tubería: 1.05m

Se propone colocar un tubo con diámetro de 6 pulgadas, con esta tubería se tiene un coeficiente de descarga de 0.784 el cual se obtuvo mediante interpolación con los valores de la Tabla 46, de esta manera, se determina que la altura de agua hasta el centroide es 0.205m.

5.2.2.4 Tanque de Amortiguación

Para disipar la energía potencial gravitatoria debido a la presencia del azud, se planta un tanque de amortiguación de caída vertical sin obstáculos con resalto hidráulico como método de disipación de energía.

Figura 59. Esquema de Disipador de Energía con Caída Vertical Sin Obstáculos



Nota: Reproducido de Figura 5-35, del libro Mecánica de Fluidos: Fundamentos y Aplicaciones, (Novak, 2001, pág. 202).

El proceso de cálculo se muestra a continuación, partiendo de los datos medidos en campo como el caudal de $10.5\text{m}^3/\text{s}$, ancho del azud de 9.5m y la altura desde la lámina de agua hasta la cota inferior del azud que es de 1.96m.

Cálculo del número de caída:

$$D = \frac{q^2}{gh^3} \quad (56)$$

Donde:

D : Número de caída

q : Caudal Unitario ($m^3/s \cdot m$)

h : Altura de caída (m)

(Villon, 2005, pág. 69)

Con los datos del presente proyecto se procede al cálculo del número de caída:

$$D = \frac{\left(\frac{10.5 \text{ m}^3/\text{s}}{9.5 \text{ m}}\right)^2}{9.81 \text{ m}/\text{s}^2 * (1.96 \text{ m})^3} = 0.01642$$

El cálculo de los calados conjugados del resalto hidráulico y de la longitud del colchón con las ecuaciones de Rand, tienen un error inferior al 5% y se presentan a continuación:

$$y_1 = 0.54 * h * D^{0.425} \quad (57)$$

$$y_2 = 1.66 * h * D^{0.27} \quad (58)$$

Donde y_1 es el calado contraído y y_2 es el calado expandido, para el presente proyecto el calado contraído es igual a 0.1850m, mientras que el calado expandido es igual a 1.0754m.

La distancia desde el muro hasta la caída vertical del agua se calcula de la siguiente manera:

$$L_d = 4.30 * h * D^{0.27} = 2.79 \text{ m} \quad (59)$$

La longitud del colchón se calcula con la siguiente ecuación:

$$L = k(y_2 - y_1) \quad (60)$$

Donde k es una constante que se encuentra entre 4.5 y 5, se escoge el valor en función del número de Froude, si este es mayor a 10 se aplica el menor valor, si el número de Froude es menor o igual a 3, se aplica el mayor valor, y si el número se encuentra entre 3 y 10, el valor de K será igual 5. “Los aspectos de diseño mencionados son válidos únicamente para tanques con fondo horizontal” (Novak, 2001, pág. 207).

La velocidad en el calado expandido se calcula de la siguiente manera:

$$V_2 = \sqrt{(E - y_2) * 2g} = 4.18m/s \quad (61)$$

El número de Froude se calcula de la siguiente manera:

$$Fr = \frac{V_2}{\sqrt{2g * \frac{1.0754 * 9.5}{1.0754}}} = 0.91 \leq 3 \quad (62)$$

El número de Froude es menor que 3 por lo tanto se utiliza el mayor valor de k y la longitud del colchón se calcula haciendo uso de la Ecuación 60.

$$L = 5.5(y_2 - y_1) = 4.90m$$

La longitud total del tanque amortiguador es la suma de la longitud del colchón (L) y la longitud desde el muro hasta la caída vertical del agua (Ld) la cual se calculó con la Ecuación 59. El cálculo de la longitud total se presenta a continuación:

$$L_T = L + L_d \cong 7.7m \quad (63)$$

La profundidad del tanque está dada por la siguiente ecuación:

$$y' = y_2' - y_0 = \sigma y_2 - y_0 \quad (64)$$

Donde:

y_0 : Distancia entre la lámina de agua y el borde del tanque

y_2' : Distancia entre la lámina de agua y el fondo del tanque

σ : Coeficiente que se encuentra entre 1.1 y 1.25.

(Novak, 2001, pág. 207)

Con los datos del presente proyecto, se procede a calcular la profundidad del tanque disipador de energía haciendo uso de la Ecuación 64.

$$y' = 1.25 * 1.0754m - 0.33m \cong 1.05m$$

5.2.2.5 Muros de Ala

La altura de los muros se calculó con el valor crítico aplicando el método propuesto por la Cooperación Técnica Alemana(GIZ) y por la ecuación general de vertederos, considerando el caudal de máxima crecida para un periodo de retorno de 25 años, el proceso se presenta a continuación.

5.2.2.5.1 *Método propuesto por la Cooperación Técnica Alemana(GIZ)*

Altura:

$$h_c = \left(\frac{10.5^2 m^3/s}{9.81m/s^2 * 9.5^2 m} \right)^{1/3} = 0.49m$$

La línea de energía específica, para un caudal constante, es igual a 3/2 de la altura crítica:

$$E = \frac{3}{2} * 0.49m = 0.749m$$

5.2.2.5.2 Ecuación General de los Vertederos

$$h = \left(\frac{10.5^2 m^3/s}{2.1656 * 9.5^2 m} \right)^{2/3} = 0.683m$$

El valor crítico para el presente proyecto se obtiene con el método propuesto por la Cooperación Técnica Alemana(GIZ). Se toma una altura de seguridad “BL” de 25 cm por lo que el muro de ala debe tener una altura de 1 metro sobre la cresta del vertedero.

5.2.2.6 Cálculo de Cotas en la Obra de Toma

Se procede a calcular las cotas de las estructuras que conforman la obra de captación incluyendo las obras complementarias:

Cota de la cresta del azud = 1847.10msnm

Lámina sobre la cresta:

- Promedio = 1847.10+0.048 = 1847.15 msnm
- Máxima = 1847.10 +0.64 = 1847.74 msnm

Muros de Contención:

- Corona= 1847.10+1.0=1848.1 msnm

Canal de Aducción:

- Fondo aguas arriba: 1847.10 – 0.465 = 1846.64 msnm
- Fondo agua abajo: 1847.10 – 0.515 = 1846.59 msnm

Cámara de Recolección

- Cresta de vertedero de excesos = 1846.59-0.25 = 1846.34 msnm
- Fondo: 1846.59 – 0.95 = 1845.64 msnm
- Lámina de agua = 1846.59-0.25+0.055 = 1846.65 msnm
- Tubería al desarenador = 1846.59 – 0.65= 1845.94 msnm

5.2.2.7 Diseño del Desarenador

5.2.2.7.1 *Tubería de llegada*

La tubería de llegada debe ser capaz de transportar 1.84 l/s, caudal correspondiente a dos veces el caudal medio para el año final del periodo de diseño. Este caudal cumple con la condición, especificada en el Código de Práctica Ecuatoriano 5: Parte 9.1, que el caudal para un desarenador con múltiples cámaras debe ser mayor al 35% del caudal de diseño para el sistema.

Los datos para el cálculo son los siguientes:

- Material: Tubo PVC
- Coeficiente de Manning: 0.009 (Manning, obtenido de la Tabla 4)
- Longitud: 17.01 m (Longitud propuesta con base a la topografía del terreno)

Se procede a calcular la pendiente que existirá entre la cámara de recolección y la ubicación supuesta del desarenador:

$$S = \left(\frac{1846.65m - 1845.2m}{17.01m} \right) = 0.0852m/m$$

Con los datos anteriores, despejamos el diámetro de la ecuación de Manning:

$$D = 1.548 * \left(\frac{0.009 * \frac{0.00184 m^3}{s}}{0.0852 \frac{m^{\frac{1}{2}}}{m}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0.0396m$$

Se toma el diámetro comercial interno de 0.0468m. Con el diámetro se aplica la ecuación de Manning para determinar las condiciones de flujo a tubo lleno:

$$Q_o = 0.312 * \frac{0.0468^{\frac{8}{3}} * 0.0852^{\frac{1}{2}}}{0.009} = 0.002878 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se realiza el cálculo de la velocidad en condiciones de flujo a tubo lleno:

$$V_o = \frac{0.002878}{0.00172 \text{ m}^2} = 1.673 \text{ m/s}$$

Se realiza el cálculo del radio hidráulico en condiciones de flujo a tubo lleno:

$$R_o = \frac{0.0468 \text{ m}}{4} = 0.0117 \text{ m}$$

Se calcula la relación hidráulica entre el caudal de diseño “Q” y el caudal cuando la tubería trabaja a flujo lleno:

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{\frac{0.00184 \text{ m}^3}{\text{s}}}{0.002878 \text{ m}^3/\text{s}} = 0.6393$$

Con la relación $\frac{Q}{Q_o}$ y haciendo uso de la Tabla 8.2 “Relaciones hidráulicas para conductos circulares (n_o/n variable” (Cualla, 2003, pág. 171), se obtiene las siguientes relaciones:

- $\frac{V}{V_o} = 0.918$; $V = 0.918 * 1.673 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 1.536 \frac{\text{m}}{\text{s}} > 0.6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
- $\frac{d}{D_o} = 0.651$; $d = 0.651 * 0.0468 \text{ m} = 0.0304 \text{ m}$
- $\frac{R}{R_o} = 1.151$; $R = 1.151 * 0.0117 \text{ m} = 0.0135 \text{ m}$

Se verifica la cota a la salida de la bocatoma, ya que se asumió una altura de 40 cm de carga, la profundidad real se calcula con la ecuación de la energía específica en el punto de llegada de la tubería al desarenador, como se muestra a continuación:

$$0.030 + \frac{1.536^2}{2 * 9.81} = 15.0cm$$

La cota inicial sube 15.0 cm por lo tanto se encuentra a 1846.80 msnm, con este valor se recalculan los parámetros con flujo a tubería llena:

- $S = 0.0941m/m$
- $Ro = 0.0117 m$
- $D = 0.0468m$
- $Q/Qo = 0.61 m$
- $Qo = 0.00302 m^3/s$
- $Vo = 1.758m/s$

Con la relación recalculada de $\frac{Q}{Qo}$ y haciendo uso de la Tabla 8.2 “Relaciones hidráulicas para conductos circulares (n_o/n variable” (Cualla, 2003, pág. 171), se obtiene las siguientes relaciones:

- $\frac{V}{Vo} = 0.903$; $V = 0.903 * 1.758 \frac{m}{s} = 1.588 \frac{m}{s} > 0.6 \frac{m}{s}$
- $\frac{d}{D0} = 0.632$; $d = 0.632 * 0.0468 m = 0.0296 m$
- $\frac{R}{Ro} = 1.139$; $R = 1.139 * 0.0117 m = 0.01333m$

Se verifica la cota a la salida de la bocatoma:

$$d + \frac{V^2}{2 * g} = 0.0296 + \frac{1.588^2}{2 * 9.81} = 15.81cm$$

Valor aproximado al supuesto de 15 cm. El caudal de exceso máximo previsto se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{exc} = Qo - Q_{diseño} = 1.18 l/s$$

5.2.2.7.2 Condiciones de Diseño del Desarenador

- Número de módulos: 2 (mínimo 2 según el CPE INEN 5 Parte 9.1, pág. 87)
- Caudal medio (año 2042): 0.92 l/s
- Caudal máximo diario (año 2042): 1.27 l/s
- Caudal medio (año 2020): 0.79 l/s
- Caudal de diseño de cada módulo: 0.92 l/s
- Diámetro de partículas a remover(d): 0.05mm (Cualla, 2003, pág. 184)
- Porcentaje de remoción: 80% (mínimo 80% (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010, pág. 85).
- Temperatura: 16°C (Obtenido de 3.1.1)
- Desarenador sin deflectores (n=1)
- Relación longitud/ancho: 4:1 (Largo al menos 4 veces el ancho (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010, pág. 85))
- Densidad de la arena (ρ_s) = 2.65gr/cm³
- Densidad del agua (ρ) = 1.00gr/cm³
- Profundidad útil de sedimentación (H) = 1.5m (1.5 a 4.5m (Cualla, 2003, pág. 185))

El método para el diseño del desarenador con múltiples cámaras, en el presente proyecto, está basado en el método propuesto en el libro “Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados”, mismo que cumple con los parámetros de diseño estipulados en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. Para el diseño son imprescindibles las tablas mostradas a continuación.

Tabla 48. Viscosidad Cinemática del Agua

Temperatura (°C)	Viscosidad Cinemática (cm ² /s)	Temperatura (°C)	Viscosidad Cinemática (cm ² /s)
0	0.01792	18	0.01059
2	0.01763	20	0.01007
4	0.01567	22	0.00960
6	0.01473	24	0.00917
8	0.01386	26	0.00876
10	0.01308	28	0.00839
12	0.01237	30	0.00804
14	0.01172	32	0.00772
15	0.01146	34	0.00741
16	0.01112	36	0.00713

Nota: Reproducido de Tabla 9.2 de “Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados” (Cualla, 2003, pág. 187)

Tabla 49. Número de Hazen (Vs/Vo)

Condiciones	Remoción (%)							
	87.5	80	75	70	65	60	55	50
n=1	7.00	4.00	3.00	2.30	1.80	1.50	1.30	1.00
n=3	2.75		1.66					0.76
n=4	2.37		1.52					0.73
Máximo Teórico	0.88		0.75					0.50

Nota: Reproducido de Tabla 9.3 de “Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados” (Cualla, 2003, pág. 191)

5.2.2.7.3 Cálculo de los Parámetros del Desarenador

En la Tabla 49 se presenta el proceso de cálculo que se utilizó para el dimensionamiento del desarenador con las condiciones de diseño presentadas en 5.2.2.7.2.

Tabla 50. Cálculo del Desarenador

#	Parámetro	Ecuación	Result.	Unidad	Justificación
1.	Velocidad de Sedimentación	$V_s = \left(\frac{(\rho_s - \rho) * d^2 * g}{18 * \nu} \right)$	0.2021 7	cm/s	La ec. de Stokes es aplicable solo si el número de Reynolds es < 1
2.	Número de Reynolds	$Re = \left(\frac{V_s * d}{\nu} \right)$	0.0909	-	Es aplicable la ec. de Stokes para calcular la velocidad de sedimentación. (Flujo Laminar Re<2300)
3.	Número de Hazen	$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_o}$	4.00	-	Obtenido de la Tabla 48
4.	Tiempo de sedimentación	$t = \frac{H}{V_s}$	741.95	Seg.	H es un parámetro de diseño especificado en 5.2.2.7.2
5.	Periodo de Retención Hidráulico	$\theta = \left(\frac{V_s}{V_o} \right) * t$	0.8244	Horas	El tiempo de retención para partículas pequeñas debe ser mayor a 20 min según el RAS.
6.	Volumen del Tanque	$V = \theta * Qmd_{2042}$	2.7304	m ³	-
7.	Área Superficial	$A_s = \frac{V}{H}$	1.8203	m ²	-
8.	Ancho del Desarenador	$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}}$	0.6746	m	Por motivos constructivos se asume un B =0.75m
9.	Largo del Desarenador	$L=4*B$	3.00	m	-

Continua...

Continuación...

Tabla 49. Cálculo del Desarenador

#	Parámetro	Ecuación	Result.	Unidad	Justificación
10.	Carga Hidráulica	$q = \frac{Q}{As}$	35.328	$\frac{m^3}{m^2 * d}$	La carga debe estar entre 15 y $80 \frac{m^3}{m^2 * d}$ (Cualla, 2003).
11.	Velocidad de Sedimentación de la Partícula Crítica	$Vo = q$	$\frac{0.0408}{89}$	cm/s	-
12.	Diámetro de la Partícula Crítica	$do = \sqrt{\frac{Vo * 18 * v}{g * (\rho_s - \rho)}}$	$\frac{0.0022}{49}$	cm	Diámetro de partícula teórico que podría remover el desarenador.
13.	Velocidad Horizontal	$V = \frac{Q}{(H * B)}$	$\frac{0.0008}{18}$	m/s	Según el RAS, la velocidad máxima horizontal no debe ser mayor a 0.25 m/s

Nota: Elaboración Propia

Debido a que se asume dimensiones diferentes a las calculadas en los parámetros 8 y 9 (para facilitar el proceso constructivo), se recalcula los parámetros 1-7 con los valores asumidos, los cuales son B= 0.75m y L= 3.00m. Los cálculos se muestran a continuación:

- 7. Área Superficial (As)

$$As = 0.75 * 3.00 = 2.25 m^2$$

- 6. Volumen del Tanque (V)

$$V = 2.25 * 1.5 = 3.375 m^2$$

- 5. Periodo de Retención Hidráulico (θ)

$$\theta = \frac{3.375}{0.00092} = 3668.487s = 1.019 \text{ horas}$$

- 4. Tiempo de Sedimentación (t)

$$t = \frac{3668.487}{4} = 917.1196s$$

- 3. Número de Hazen ($\frac{V_s}{V_o}$) = 4

- 1. Velocidad de Sedimentación (V_s)

$$V_s = 4 * 0.040889 = 0.163556 \text{ cm/s}$$

- Comprobación del parámetro 2: Número de Reynolds (Re)

$$Re = \left(\frac{0.1635 * 0.005}{0.01112} \right) = 0.0735 < 1 \text{ OK}$$

5.2.2.7.4 Condiciones de Operación de los Módulos

Se evalúa las condiciones de operación de los módulos para el primer año de operación correspondiente al 2020. El caudal de operación de cada módulo es $Q_{m2020} = 68.256 \text{ m}^3/\text{d}$.

- Periodo de Retención Hidráulico año 2020 (θ) = $V/Q = 1.187$ horas ($0.33\text{h} \leq \theta \leq 4\text{h}$) OK

- Carga Hidráulica (q) = $Q/As = 30.336 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}$ ($15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}} \leq q \leq 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}$) OK

Se evalúa la operación de los módulos cuando se realiza el mantenimiento y limpieza y solo uno se encuentra en operación para el primer y el último año de operación.

- Primer año de operación (2020): $Q_{\text{diseño}} = 136.512 \text{ m}^3/\text{d}$ ($2 * Q_{\text{md}2020}$)

- Periodo de Retención Hidráulico (θ) = $V/Q = 0.5934$ horas ($0.33\text{h} \leq \theta \leq 4\text{h}$) OK

- Carga Hidráulica (q) = $Q/As = 60.672 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}$ ($15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}} \leq q \leq 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}$) OK

- Último año de operación (2042): $Q_{\text{diseño}} = 158.976 \text{ m}^3/\text{d}$ ($2 * Q_{\text{md}2042}$)

- Periodo de Retención Hidráulico (θ) = $V/Q = 0.50951$ horas ($0.33h \leq \theta \leq 4h$) OK
- Carga Hidráulica (q) = $Q/As = 70.656 \frac{m^3}{m^2*d}$ ($15 \frac{m^3}{m^2*d} \leq q \leq 80 \frac{m^3}{m^2*d}$) OK

Con base a los resultados que se encuentran dentro de los parámetros se puede determinar que el desarenador trabajará con eficiencia desde el primer año de operación hasta el último año de operación.

5.2.2.7.5 Cálculo de los Elementos del Desarenador

El desarenador está compuesto por 3 vertederos, entrada salida y de excesos, mismo que se calculan a continuación con la Ecuación 54. “Para un vertedero rectangular sin contracciones laterales el coeficiente de descarga es 1.84” (Cualla, 2003, pág. 76)

- Vertedero de Entrada: rectangular de pared delgada sin contracciones
 $Q_{dis} = 1.84 l/s$ (máximo caudal con el que podría trabajar)
 $B = 0.35$ m (Se recomienda que sea de 1/3 a 1/2 del ancho del desarenador)

$$h_o = \left(\frac{Q_{dis}}{B * 1.84} \right)^{2/3} = 2.0135 \text{ cm}$$

$$V = \frac{Q_{dis}}{B * h_o} = 0.2611 \text{ m/s}$$

La RAS recomienda que B/h_o sea mayor a 12:

$$\frac{B}{h_o} = 17.3825 > 12 \text{ Ok}$$

- Vertedero de Salida: rectangular de pared delgada sin contracciones
 $Q_{dis} = 1.84 l/s$ (máximo caudal con el que podría trabajar)
 $B = 0.75$ m

$$h_o = \left(\frac{Q_{dis}}{B * 1.84} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.2114 \text{ cm}$$

$$V = \frac{Q_{dis}}{B * h_o} = 0.2025 \text{ m/s}$$

La RAS recomienda que B/h_o sea mayor a 12:

$$\frac{B}{h_o} = 61,9111 > 12 \text{ Ok}$$

- Vertedero de Excesos: rectangular de pared delgada sin contracciones

$Q_{dis} = Q_{exc} = 1.18 \text{ l/s}$ (Calculado en 5.2.2.7.1)

$B = 0.30 \text{ m}$

$$h_o = \left(\frac{Q_{dis}}{B * 1.84} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.6594 \text{ cm}$$

$$V = \frac{Q_{dis}}{B * h_o} = 0.2370 \text{ m/s}$$

La RAS recomienda que B/h_o sea mayor a 12:

$$\frac{B}{h_o} = 18.0734 > 12 \text{ Ok}$$

El desarenador posee, además de los vertederos, dos pantallas y la zona de almacenamiento de lodos, sus dimensiones están dadas por los siguientes cálculos:

- Pantalla de Entrada

Profundidad= $H/2 = 0.75 \text{ m}$ (Cualla, 2003, pág. 186)

Distancia a la cámara de quietamiento= $L/4 \cong 0.75 \text{ cm}$

- Pantalla de Salida

Profundidad= $H/2 = 0.75 \text{ m}$ (Cualla, 2003, pág. 186)

Distancia al vertedero de salida= $15 H_v \cong 11 \text{ cm}$ (Cualla, 2003, pág. 186)

- Almacenamiento de Lodos

Relación L:Prof. de lodos= 10:1 (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia, 2010, pág. 85)

Profundidad máxima = $3 \text{ m}/10 = 0.3\text{m}$

Profundidad mínima adoptada= 0.24m

Dist. pto. de salida a la cámara de aquietamiento: $L/3 = 1.00\text{m}$

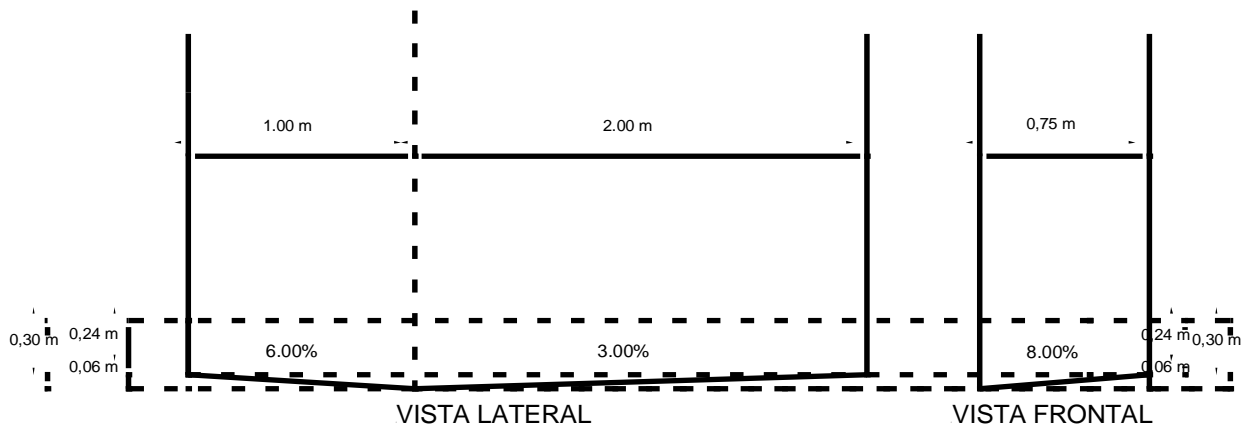
Dist. pto. de salida al vertedero de salida: $2L/3 = 2.00\text{m}$

Pendiente transversal = $(0.3-0.24) /0.75= 8\%$

Pendiente Longitudinal ($L/3$) = $0.06/1 = 6\%$

Pendiente Longitudinal ($2L/3$) = $0.06/2 = 3\%$

Figura 60. Zona de Lodos del Desarenador



Nota: Elaboración Propia

5.2.2.7.6 Tubería de Excesos y Lavado del Desarenador

Por lo general la tubería de excesos tienen el mismo diámetro que la tubería de lavado, a continuación, se propone calcular el diámetro de la tubería de lavado en función de la velocidad, haciendo uso de la Ecuación de Darcy-Weisbach y la Ecuación de Bernoulli mediante iteraciones.

Los datos de entrada son los siguientes:

- Diámetro interno tubería: 0.1016m
- Temperatura: 16°C
- Rugosidad Absoluta: 0.0015mm (Tubería de PVC)
- Longitud de Tubería: 15.25m
- Gravedad: 9.81m/s²
- Carga estática: 2.22m
- Viscosidad dinámica del fluido: 0.01112 cm²/s (Obtenido de la Tabla 35)

A continuación, en la Tabla 51, se presenta el proceso de cálculo:

Tabla 51. Cálculo de la Tubería de Limpieza

#	Parámetro	Ecuación	Result.	Unidad	Justificación
1.	Rugosidad Relativa	$e = \frac{\varepsilon}{D}$	1.476*10 ⁻⁶	-	Ecuación 7.
2.	Velocidad Asumida	V_s	3.145851	m/s	Se asume una velocidad, misma que debe coincidir con la velocidad calculada en el parámetro 7, luego de un proceso iterativo. En este caso luego de realizar iteraciones se conoce la velocidad.
3.	Número de Reynolds	$Re = \left(\frac{V_s * d}{\nu} \right)$	287425.22	-	Flujo Turbulento (Re>4000).
4.	Factor de Fricción	$f = \frac{1}{\left[-2 * \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{f}} \right) \right]^2}$	0.0147314	-	Ecuación de Colebrook-White, se resuelve mediante iteración.
5.	Pérdidas de Carga por Fricción	$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V_s^2}{2g}$	1.1153	m	Ecuación de Darcy-Wheisbach .
6.	Pérdidas Menores	$H_m = k * \frac{V_s^2}{2g}$	0.6052	m	Para el cálculo de las pérdidas menores, se consideró la pérdida por salida y por una válvula de compuerta.
7.	Velocidad calculada	$V_c = \sqrt{\frac{H * 2g}{1 + \frac{f * L}{D} + k}}$	3.145851	m ²	Ecuación obtenida despejando la velocidad de la Ecuación de Bernoulli entre el tanque y el punto de descarga.

Continua...

Continuación...

Tabla 52. Cálculo de la Tubería de Limpieza

#	Parámetro	Ecuación	Result.	Unidad	Justificación
8.	Caudal	$Q = A_o * Vs$	0.0255	$\frac{m^3}{s}$	-
9.	Coefficiente de Descarga	$Cd = \frac{Q}{A_o * \sqrt{2gH}}$	0.52936	-	H es la altura de carga de agua sobre la cota inicial de la tubería de limpieza.
10.	Tiempo de Vaciado	$t = \frac{2 * As}{Cd * A_o * \sqrt{2g}} * H^{\frac{1}{2}}$	5.293	min.	As es el área superficial del desarenador.

Nota: Elaboración Propia

5.2.2.7.7 Cálculo de Cotas de los Elementos del Desarenador

Cota inferior de la tubería de llegada	=1845.18 msnm
Cota lámina de agua en la tubería de llegada = 1845.18+0.029	=1845.21 msnm
Cota de la cresta del vertedero de entrada = 1845.21-0.0114	=1845.20 msnm
Cota del fondo de la cámara de aquietamiento = 1845.20-0.50	=1844.70 msnm
Cota de la lámina de agua en la zona de sedimentación	=1845.21 msnm
Cota de la corona de los muros del desarenador=1845.21+0.3	=1845.51 msnm
Cota inferior de pantallas de entrada y salida=1845.21-0.75	=1844.46 msnm
Cota del fondo de profundidad útil =1845.20-1.5	=1843.70 msnm
Cota placa fondo a la entrada y salida del desagüe=1843.7-0.24	=1843.46 msnm
Cota placa punto de desagüe =1843.7-0.3	=1843.40 msnm
Cota de la batea de la tubería	=1843.40 msnm
Cota clave de la tubería de lavado =1843.4+0.11	=1843.51 msnm
Cota de la cresta del vertedero de salida=1845.21-0.1	=1845.11 msnm
Cota del fondo de la cámara de salida = 1845.11-0.31	=1844.80 msnm

5.3 Rediseño de la Línea de Conducción

El caudal a transportar en el horizonte de diseño, es de 1.84 l/s. Por lo tanto, se procede a evaluar la línea de gradiente hidráulico con este caudal. Los datos de entrada para el análisis de la línea son los mismos que se colocaron en 4.2.2., únicamente variando el valor del caudal transportado

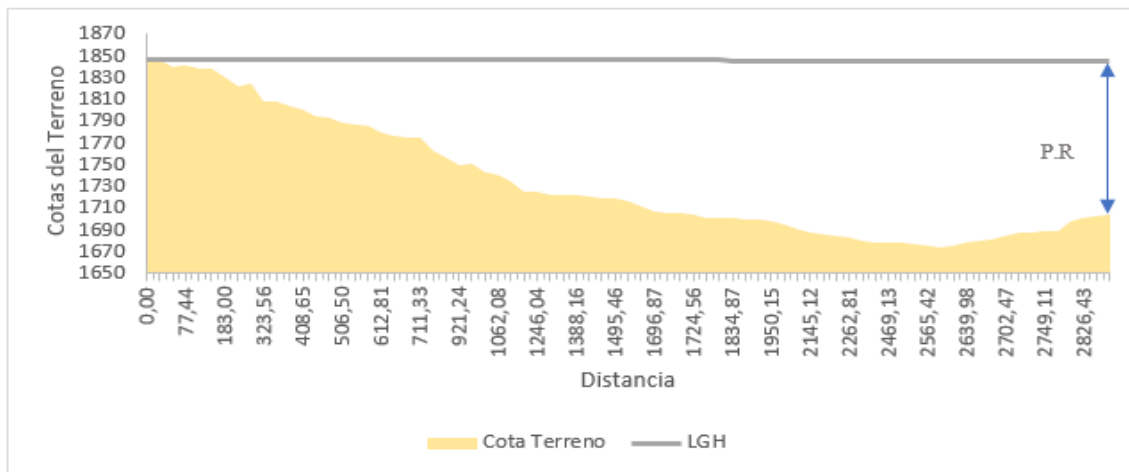
5.3.1 Línea de Gradiente Hidráulico

Mediante la ecuación de Hazen-Williams (Ecuación 11), se calculan las pérdidas por fricción en la tubería por unidad de longitud como se muestra continuación:

$$\frac{hf}{L} = 10.648 * \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852}} \right) * \frac{1}{D^{4.871}} = 0.000529 \frac{m}{m}$$

De esta manera se obtienen las pérdidas parciales y pérdidas acumuladas para los 74 tramos que se obtuvieron mediante el levantamiento topográfico, y con las pérdidas se obtuvo la línea de gradiente hidráulico como se muestra en la Figura 38. Cabe mencionar que se despreciaron las pérdidas menores debido a que cuando la longitud de la tubería es mayor o igual a 4000 veces el diámetro interno de la tubería, condición que se cumple en la presente línea.

Figura 61. Línea de Gradiente Hidráulico con Caudal de 1.84 l/s

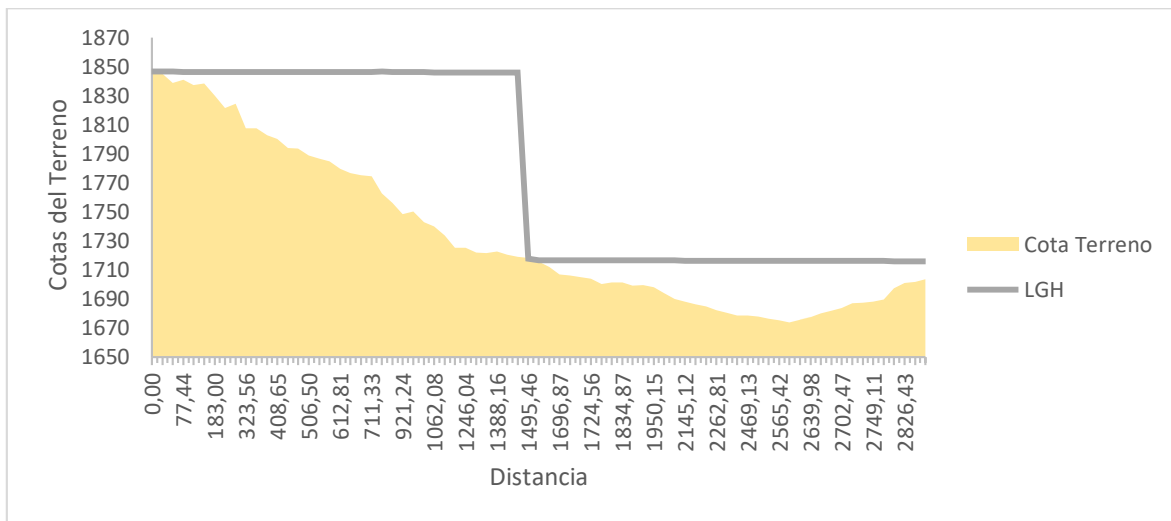


Nota: Elaboración Propia

Debido a que el caudal es tan pequeño en relación con la capacidad máxima que puede transportar la tubería, las pérdidas de carga por fricción son muy pequeñas, llegando a la planta de tratamiento con una presión remanente de 142.58 metros, por lo que la válvula de cierre debe producir una pérdida de carga de 139.88 metros para llegar a la cota especificada aguas abajo.

Con base a los resultados obtenidos se define que, a pesar de que la tubería es capaz de soportar las grandes presiones las cuales en el punto más crítico son de 172.54 mca, el diseño no es óptimo, por lo que, después de realizar iteraciones con diferentes alternativas, se propone ubicar un tanque rompe presión en la cota 1718.447msnm, la lámina de agua en el tanque se encontrará en la cota 1717.747msnm debido a que la base del tanque estará 1.1m por debajo del nivel del terreno, por lo que la línea del gradiente hidráulico se modifica como se muestra en la Figura 63.

Figura 62. Línea de Gradiente Hidráulico con la Presencia de un Tanque R.P.



Nota: Elaboración Propia

La presión remanente en la planta de tratamiento es de 13.62 metros, por lo que la válvula de cierre debe producir una pérdida de carga de 10.92 metros para llegar a la cota especificada aguas abajo.

Con la presencia del tanque rompe presión, la tubería en condiciones de flujo estático, estará sometida a una presión de 128.57 mca en punto más crítico, al tener la tubería una capacidad de soportar presiones 203.94 mca, el diseño cumple.

5.3.2 Dimensiones del Tanque Rompe Presión

Se propone implementar una cámara rompe presión tipo 6, bajo las recomendaciones del Programa Nacional de Saneamiento Rural (PNSR) del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, con las siguientes dimensiones:

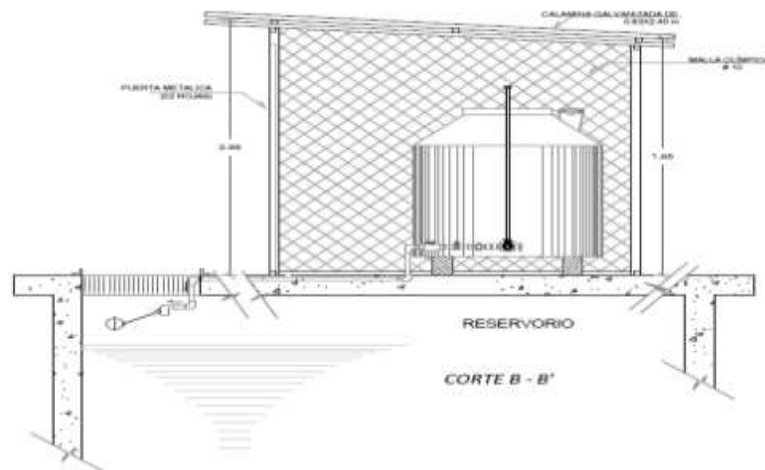
- Alto: 0.9 m
- Base: 0.6 x 0.6 m

El diseño del tanque rompe presión se presenta en el Anexo B.

5.4 Rediseño de la Planta de Tratamiento

Como se especificó en 4.3.1.4, no existe un proceso de desinfección constante en la planta de tratamiento de la parroquia Sardinas, por lo que se propone a continuación, un diseño de cloración por goteo con hipoclorito de calcio como agente desinfectante.

Figura 63. Caseta con el Tanque Clorador



Nota: Obtenido de “Tecnologías de Cloración” (Agencia Suiza, 2016)

Los datos de entrada para el diseño de la cloración son los siguientes:

- Caudal: 1.84 l/s
- Volumen del tanque de cloración: 250 litros
- Concentración deseada: 1.00 mg/l
- Hipoclorito de Calcio: 70%
- Concentración solución madre: 5000 PPM
- Tiempo clorado por día: 24 horas

A continuación, en la Tabla 53, se presenta el proceso de cálculo:

Tabla 53. Cálculo de la Cloración por Goteo

#	Parámetro	Ecuación	Result.	Unidad	Justificación
1.	Peso de Hipoclorito de Calcio Necesario	$PESO = \frac{Vol.Tanque * Sol.Madre}{\%Cloro * 10}$	1785.71	gr	Se asume un peso de 1.8 kg
2.	Concentración	$Conc. = \frac{\%Cloro * 10 * Peso}{Vol.Tanque}$	5012	PPM	La concentración calculada es de 0.50%.
3.	Tiempo de Clorado por Día	$Tc = \frac{Horas}{día} * 60 * 60$	86400	s	-
4.	Cloro Neto	$Cl = \frac{Q\left(\frac{l}{s}\right) * Concentración\left(\frac{mg}{l}\right)}{1000}$	0.00184	gr/s	-
5.	Hipoclorito de Calcio	$Ca(OCl)_2 = \frac{Cloro\ Neto * 100}{\%Cloro}$	0.002628 6	gr/s	-
6.	Tiempo Duración	$Td = \frac{Concentración}{Tc * Cloro\ Neto}$	31.52678	Días	-
7.	Dosis Solución	$Dosis = \frac{Vol.Tanque * 60000}{Td * Tc}$	5.5068	ml/min	Equivalente a 0.092 ml/s
8.	Equivalencia Dosis	$Dosis\left(\frac{gotas}{min}\right) = 20 * Dosis\left(\frac{ml}{min}\right)$	110.136	gotas/min	Equivalente a 1.8356 gotas/s

Nota: Elaboración Propia

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- La obra de toma existente, al no disponer de la estructura de disipación de energía y de un perfil hidrodinámico, se encuentra en riesgo de colapso debido a que existe socavación aguas abajo del azud y en la base de los muros de ala, por lo que es necesario la implementación de las obras de protección propuestas en el presente documento, para que la obra de toma pueda trabajar y cumplir con su vida útil.
- El Código de Práctica Ecuatoriano: INEN 5 Parte 9.2 especifica que cuando existe arrastre de sedimentos se debe considerar la implementación de un desarenador o desripiador, los ríos de montaña se caracterizan por el arrastre de sedimentos y tomando en cuenta que al disminuir el caudal y mantener el diámetro, la velocidad disminuirá, por lo que aumenta la probabilidad de un taponamiento debido a la sedimentación en zonas bajas, por lo que es necesario la implementación de un desarenador, en el presente trabajo se planteó un desarenador con cámaras múltiples para facilitar el mantenimiento.
- Se calculó la máxima crecida en el río para un tiempo de retorno de 25 años con el método racional modificado de Témez, dando como resultado un caudal de $10.5 \text{ m}^3/\text{s}$, con este caudal se determinó que la altura de los muros de ala debe ser de 1.0m, actualmente la altura de los muros de ala por encima del cimacio del azud es de 0.5m por lo que en caso de presentarse esta avenida, las estructura que conforman la obra de captación se verían comprometidas con riesgo de colapso, traducándose en el desabastecimiento de agua potable para el 80% de la población de la parroquia Sardinias.

- Debido a que se propone que la línea de conducción transporte un caudal menor (1.84 l/s), las pérdidas de carga en la línea de conducción son menores, por lo que la tubería trabajará con presiones dinámicas mayores, por ese motivo se propone la construcción de un tanque rompe presión en la cota 1718.447msnm que permite reducir la línea de energía estática y la línea de gradiente hidráulica permitiendo que el diseño sea eficiente.
- Con base a los resultados de laboratorio obtenidos en 4.4.2, se determina que el ph, al estar dentro de los límites permisibles y al haber ausencia de hierro y manganeso, la torre de bandejas como método de aireación es innecesario, por lo que puede ser removido sin afectar la calidad del agua tratada.
- Al evaluar a planta de tratamiento se determinó que el sistema de desinfección, cloración por goteo con hipoclorito de calcio, no se encuentra en funcionamiento, se comprueba con la presencia de coliformes totales y Escherichia coli medidos en el tanque de almacenamiento.
- Se determinó que la tasa de filtración de cada filtro, en la actualidad, es de 23.67 m³/m²d como se indica en 4.3.1.3, valor muy por debajo de lo recomendado en el Código de Práctica ecuatoriano INEN: 5, Parte 9-1, donde se especifica que “La tasa de filtración recomendable para filtros de tasa constante es de 180 m³/m²d a 360 m³/m²d” (CPE INEN: 5, PARTE 9-1, 1992, pág. 152). Por lo que se establece que los filtros existentes en la planta de tratamiento del sistema de agua potable de la parroquia Sardinias, están sobredimensionados.

6.2 Recomendaciones

- Se recomienda realizar trabajos de limpieza de la vegetación en los alrededores de la obra de toma, así como también realizar limpieza aguas arriba y aguas abajo del azud debido a la presencia de sedimentos que no permiten que la obra de toma no trabaje adecuadamente.
- Para el proceso de desinfección con hipoclorito de calcio se recomienda realizar pruebas de tratabilidad en el laboratorio con la finalidad de conocer la dosificación, los tiempos de retención y la eficiencia en la desinfección del agua, ya que estos parámetros dependen de otros factores como el pH, temperatura, la turbiedad, entre otros.
- Es necesario realizar un retrolavado en los filtros de arena rápidos descendentes, debido a que estos se encuentran colmatadas y no se encuentra en funcionamiento, esto se debe realizar por etapas en un tiempo de 5 a 25 minutos con una velocidad de retrolavado (ascensional) que se encuentre entre 0.6 a 0.9 metros por minuto.
- Al evidenciar que la línea de conducción se encuentra en buen estado y no tiene pérdidas por fugas representativas, se prevé que la línea tiene una vida útil remanente de 10 años como máximo, por lo que se recomienda realizar estudios y plantear alternativas para un nuevo diseño de la línea de conducción.
- Es de vital importancia poner en funcionamiento el sistema de cloración para salvaguardar la salud de los usuarios del sistema de agua potable de la parroquia de Sardinias.

7 Bibliografía

- Abanto, F. A. (2014). *Sostenibilidad del Sistema de Agua Potable del Centro Poblado La Pachaa, Cajamarca*. Obtenido de <http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/692/T%20628.162%20A398%202014.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- ABB. (24 de 03 de 2021). *iAgua*. Obtenido de <https://www.iagua.es/noticias/abb/importancia-medir-ph-industria>
- AguaMarket. (01 de 06 de 2005). Obtenido de <https://www.aguamarket.com/tema-interes.asp?id=340&tema=%BFQue+es+el+pH%3F>
- Alegret Breña, E. &. (2019). Ingeniería Hidráulica y Ambiental. En *Coefficiente de Hazen-Williams en función del número de Reynolds y la rugosidad relativa* (págs. 41-55).
- AMBISAT S.L. (junio de 2009). *Anexo1. Estudio Hidrológico*. Obtenido de https://wiki.reformrivers.eu/images/5/5c/Tietar_Hydrological_Study.pdf
- American Water Works Association. (2010). *WATER QUALITY AND TREATMENT: A Handbook of Community Water Supplies*. New York: McGRAW-HILL, INC-5th edition.
- Angarita, R. (7 de junio de 2012). *UNIVERSIDAD SANTA MARIA NUCLEO BARINAS*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/rafiky440/fuentes-de-abastecimiento>
- Bruni, M., & Spuhler, D. (01 de noviembre de 2021). *Sustainable Sanitation and. Water*. Obtenido de Pozos Profundos: <https://sswm.info/es/gass-perspective-es/tecnologias-de/tecnologias-de-abastecimiento-de-agua-del-sistema/captacion/pozos-perforados-%28pozo-profundo%29>
- Cengel, Y. A., & Cimbala, J. M. (2018). *Mecánica de fluidos: Fundamentos y aplicaciones. En 4 Edición* (pág. 1024). México: McGraw Hill.
- Chulluncuy Camacho, N. C. (2011). *Tratamiento de agua para consumo humano. Ingeniería industrial, (029)*. Obtenido de https://revistas.ulima.edu.pe/index.php/Ingenieria_industrial/article/view/232/208
- Comisión Nacional del Agua. (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro 7 Obras de Captaciones Superficiales*. Coyoacán, México, D.F.: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Obtenido de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- CONAGUA. (2002). *Manual para la elaboración y revisión de proyectos ejecutivos de sistemas de riego parcelario*. México: Comisión Nacional del Agua.
- Consorcio Río Garagoa. (13 de 12 de 2017). *FASE DE DIAGNÓSTICO*. Obtenido de 3. CARACTERIZACIÓN FÍSICO-BIÓTICA DE LA CUENCA: <https://www.car.gov.co/uploads/files/5c1a9fcf99956.pdf>

- Constitución de la República del Ecuador*. (20 de octubre de 2008). Obtenido de https://www.oas.org/juridico/pdfs/mesicic4_ecu_const.pdf
- CPE INEN: 5, PARTE 9-1. (1992). *Instituto Ecuatoriano de Normalización*. Obtenido de Parte 9-1:1992: https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/cpe_inen_5%20Parte_9-2.pdf
- CPE INEN: 5, PARTE 9-2. (1997). *Instituto Ecuatoriano de Normalización*. Obtenido de Parte 9-2:1997: https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/cpe_inen_5-parte9.2-1.pdf
- Cruz, F. J. (2019). *Captaciones de aguas superficiales y subterráneas*. Obtenido de <https://docplayer.es/84647951-Tema-2-captacion-de-aguas-superf-y-subt.html>
- Cualla, R. A. (2003). *Elementos de Diseño Para Acueductos y Alcantarillados*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. Obtenido de file:///C:/Users/MATEO/Downloads/pdfcoffee.com_elementos-de-diseo-para-acueductos-y-alcantarillado-ricardo-lopez-cuallapdf-pdf-free.pdf
- EcuRed contributors. (4 de abril de 2018). *Ley de conservación de la materia*. Obtenido de https://www.ecured.cu/index.php?title=Especial:Citar&page=Ley_de_conservaci%C3%B3n_de_la_materia&id=3102519
- Hidráulica e Hidrología. (3 de 11 de 2020). *Pérdidas de energía en tuberías*. Obtenido de <https://www.hidraulicauling.com/2020/03/importancia-de-las-perdidas-de-energia.html>
- Ibáñez, e. a. (2011). *Morfología de las cuencas*. Obtenido de Universidad Politécnica de Valencia: <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/10782/Morfolog%C3%ADa%20de%20una%20cuenca.pdf>
- Ingeniería Civil Tutoriales. (2013). *Todo lo Que Necesitas Saber Sobre el Coeficiente de Escorrentía*. Obtenido de <https://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/todo-lo-que-necesitas-saber-sobre-el-coeficiente-de-escorrentia/>
- Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. (2019). *Determinación de Ecuaciones para el Cálculo de Intensidades Máximas de Precipitación*. Obtenido de https://www.inamhi.gob.ec/Publicaciones/Hidrologia/ESTUDIO_DE_INTENSIDADES_V_FINAL.pdf
- Jara Sagardia, F. (2014). *Diseño de abastecimiento de agua potable y el diseño de alcantarillado de las localidades: el calvario y rincón de pampa grande del distrito de Curgos - la Libertad*. Obtenido de <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/689>
- Krochin, S. (1978). *Diseño Hidráulico*. Quito, Ecuador: Editorial de la Escuela Politécnica Nacional.

- Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua. (2014).
- López Mantilla, C. A. (8 de octubre de 2010). *Civil Geek*. Obtenido de <https://civilgeeks.com/2010/10/08/obras-de-captacion-sistema-de-agua-potable/>
- Ministerio de Desarrollo Económico, S. N. (1999). Programa de Capacitación y Certificación del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. En *Operación Y Mantenimiento De Pozos Profundos Para Acueductos* (pág. 69). Cali: SENA.
- Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia. (noviembre de 2000). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS)*. Obtenido de https://www.academia.edu/6847890/Reglamento_T%C3%A9cnico_del_Sector_de_Agua_Potable_y_Saneamiento_B%C3%A1sico_RAS_Ministerio_de_Vivienda_Ciudad_y_Territorio
- Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de la República de Colombia. (2010). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico*. Obtenido de Título B- Sistemas de Acueducto: <https://www.minvivienda.gov.co/sites/default/files/documentos/titulob-030714.pdf>
- Monge Redondo, M. Á. (27 de 10 de 2017). *iAGUA*. Obtenido de <https://www.iagua.es/blogs/miguel-angel-monge-redondo/fbh3-energia-agua>
- Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1108 . (abril de 2020). Instituto Ecuatoriano de Normalización. *Agua para consumo humano. Requisitos*, 14.
- Novak, P. (2001). *Estructuras Hidráulicas*. Bogotá: McGraw-Hill INTERAMERICANA S.A.
- Orellana, I. J. (s.f.). *Universidad Tecnológica Nacional*. Obtenido de Repositorio Facultad de Ingeniería: https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/civil/ing_sanitaria/Ingenieria_Sanitaria_A4_Capitulo_05_Abastecimiento_de_Agua_Potable.pdf
- Organización Mundial de la Salud . (27 de nov de 2011). Obtenido de Guías para la calidad del agua de consumo humano: cuarta edición que incorpora la primera adenda: <https://apps.who.int/iris/bitstream/handle/10665/272403/9789243549958-spa.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- PDOT SARDINAS, A. G. (2021). PDOT SARDINAS 2020-2023. *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Sardinias*, 250.
- Pérez, L. R. (1 de noviembre de 2021). *Sustainable Sanitation and Water Management*. Obtenido de <https://sswm.info/es/gass-perspective-es/tecnologias-de/tecnologias-de-abastecimiento-de-agua-del-sistema/captacion/galer%C3%ADas-filtrantes>

- Pérez, M. N. (13 de julio de 2021). *Escuela de Ingeniería y Medio Ambiente*. Obtenido de Como elegir el tiempo de concentración adecuado: <http://eimaformacion.com/como-elegir-el-tiempo-de-concentracion-adecuado/>
- Pirobloc. (10 de 01 de 2019). *Cálculo de Pérdidas de Carga*. Obtenido de <https://www.pirobloc.com/blog-es/calculo-perdidas-carga/>
- PIROBLOC. (10 de 01 de 2019). *Cálculo de Pérdidas de Carga*. Obtenido de <https://www.pirobloc.com/blog-es/calculo-perdidas-carga/>
- Reclamation, B. o. (2007). *Diseño de Pequeñas Presas*. Madrid: Bellisco.
- Reglamento Ley de Recursos Hídricos, Uso y Aprovechamiento del Agua*. (2015). Obtenido de <http://www.regulacionagua.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/03/Reglamento-a-la-LORHUyA.pdf>
- Sandoval, I. W. (2017). *DOCPLAYER*. Obtenido de Tomas de Agua: <https://docplayer.es/55929703-Tomas-de-agua-ing-washington-sandoval-e-ph-d-revision-2017.html>
- SENAGUA. (2016). *Estrategia Nacional de Agua Potable y Saneamiento*. 7-8.
- SENARI. (febrero de 2010). *Ministerio de Medio Ambiente y Agua*. Obtenido de Criterios de Diseño y Construcción de Obras de Captación para Riego: <https://www.bivica.org/files/captacion-riego.pdf>
- Sotelo, G. (1994). *Hidráulica General Vol I. Fundamentos*. México D.F.: Limusa Noriega Editores.
- Tutoriales de Ingeniería Civil. (2012). *Determinación de Caudales Máximos con el Método Racional*. Obtenido de <https://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/determinacion-de-caudales-maximos-con-el-metodo-racional/>
- Universidad de Cadiz. (s.f.). *Caudal de Referencia*. Obtenido de http://lab-hidrologia.uca.es/metodo_temez_modificado/index.php
- Universidad Tecnológica de Chile. (s.f.). *INACAP*. Obtenido de <http://www.inacap.cl/web/material-apoyo-cedem/profesor/Construccion/Mecanica-de-los-Fluidos/G02Mecanica-de-los-Fluidos-Ecuacion-de-Continuidad.pdf>
- Velázquez, S. (julio de 2006). *Hidrología y Gestión de Cuencas Curso Internacional*. Obtenido de <https://slideplayer.es/slide/1768647/>
- Villon, M. (2005). *Diseño de Estructuras Hidráulicas*. Lima: MaxSoft.

ANEXOS

Anexo A. Cartera Topográfica

Punto	Longitud Parcial(m)	Pendiente (%)	Longitud Acumulada(m)	Rasante (m.s.n.m.)	Clave (m.s.n.m.)
1	0	0	0,00	1847,556	1846,456
2	20,974	11,8	20,97	1845,072	1843,972
3	37,031	16,5	58,01	1838,969	1837,869
4	19,431	-10,3	77,44	1840,98	1839,88
5	28,263	11,9	105,70	1837,625	1836,525
6	54,791	-1,8	160,49	1838,619	1837,519
7	22,51	37,8	183,00	1830,104	1829,004
8	28,027	30,0	211,03	1821,693	1820,593
9	35,11	-8,3	246,14	1824,616	1823,516
10	77,419	21,9	323,56	1807,646	1806,546
11	28,27	0,0	351,83	1807,641	1806,541
12	29,136	16,3	380,96	1802,903	1801,803
13	27,686	9,7	408,65	1800,205	1799,105
14	53,655	11,3	462,30	1794,149	1793,049
15	12,725	3,0	475,03	1793,765	1792,665
16	31,467	14,8	506,50	1789,101	1788,001
17	38,225	6,2	544,72	1786,715	1785,615
18	26,233	7,4	570,95	1784,781	1783,681
19	41,852	12,0	612,81	1779,763	1778,663
20	19,326	14,5	632,13	1776,958	1775,858
21	27,978	5,3	660,11	1775,472	1774,372
22	51,22	1,8	711,33	1774,556	1773,456
23	49,684	23,3	761,01	1762,961	1761,861
24	85,21	7,7	846,22	1756,434	1755,334
25	75,015	10,3	921,24	1748,744	1747,644
26	48,139	-3,2	969,38	1750,295	1749,195
27	44,982	16,3	1014,36	1742,985	1741,885
28	47,725	5,6	1062,08	1740,303	1739,203
29	77,44	8,1	1139,52	1734	1732,9
30	72,973	11,8	1212,50	1725,353	1724,253
31	33,545	0,1	1246,04	1725,311	1724,211
32	50,724	6,5	1296,77	1722,008	1720,908
33	29,397	0,5	1326,16	1721,849	1720,749
34	61,997	-1,6	1388,16	1722,836	1721,736
35	48,78	4,5	1436,94	1720,652	1719,552
36	30,823	4,1	1467,76	1719,382	1718,282
37	27,692	3,4	1495,46	1718,447	1717,347
38	58,952	4,1	1554,41	1716,031	1714,931
39	68,242	5,4	1622,65	1712,351	1711,251

Punto	Longitud Parcial(m)	Pendiente (%)	Longitud Acumulada(m)	Rasante (m.s.n.m.)	Clave (m.s.n.m.)
40	74,225	7,1	1696,87	1707,094	1705,994
41	8,555	9,6	1705,43	1706,271	1705,171
42	7,527	11,5	1712,96	1705,404	1704,304
43	11,6	12,1	1724,56	1704,004	1702,904
44	48,343	7,0	1772,90	1700,611	1699,511
45	26,4	-4,2	1799,30	1701,717	1700,617
46	35,573	0,0	1834,87	1701,706	1700,606
47	33,522	6,7	1868,39	1699,455	1698,355
48	34,909	-1,0	1903,30	1699,788	1698,688
49	46,846	3,1	1950,15	1698,332	1697,232
50	80,131	4,9	2030,28	1694,401	1693,301
51	75,04	5,8	2105,32	1690,031	1688,931
52	39,799	4,4	2145,12	1688,27	1687,17
53	46,056	4,0	2191,18	1686,429	1685,329
54	30,333	4,5	2221,51	1685,053	1683,953
55	41,303	6,0	2262,81	1682,579	1681,479
56	48,396	4,2	2311,21	1680,56	1679,46
57	59,209	2,8	2370,42	1678,919	1677,819
58	98,711	0,3	2469,13	1678,67	1677,57
59	29,048	1,7	2498,18	1678,184	1677,084
60	45,4	3,6	2543,58	1676,537	1675,437
61	21,84	4,8	2565,42	1675,496	1674,396
62	30,074	5,3	2595,49	1673,893	1672,793
63	18,76	-10,4	2614,25	1675,847	1674,747
64	25,734	-7,7	2639,98	1677,831	1676,731
65	20,703	-12,4	2660,69	1680,401	1679,301
66	19,946	-8,1	2680,63	1682,011	1680,911
67	21,835	-8,5	2702,47	1683,875	1682,775
68	23,795	-13,5	2726,26	1687,076	1685,976
69	8,055	-7,4	2734,32	1687,674	1686,574
70	14,791	-5,3	2749,11	1688,464	1687,364
71	9,017	-13,8	2758,13	1689,707	1688,607
72	47,35	-16,5	2805,48	1697,509	1696,409
73	20,955	-16,9	2826,43	1701,058	1699,958
74	9,717	-9,3	2836,15	1701,966	1700,866
75	30,557	-5,7	2866,70	1703,706	1702,606

Anexo B. Diseño Cámara Rompe Presión Tipo 6

Proyecto: “Evaluación y rediseño de la captación, conducción y planta de tratamiento del sistema de agua potable de la parroquia Sardinias, cantón El Chaco, provincia de Napo.”

1. Cámara Rompe Presión:

Se conoce: $Q_{md} = 1,840 \text{ l/s}$ (2 *Caudal medio diario: 2042)

$D = 4,0 \text{ pulg}$ (101,6mm diámetro de la tubería de conducción)

Del gráfico:

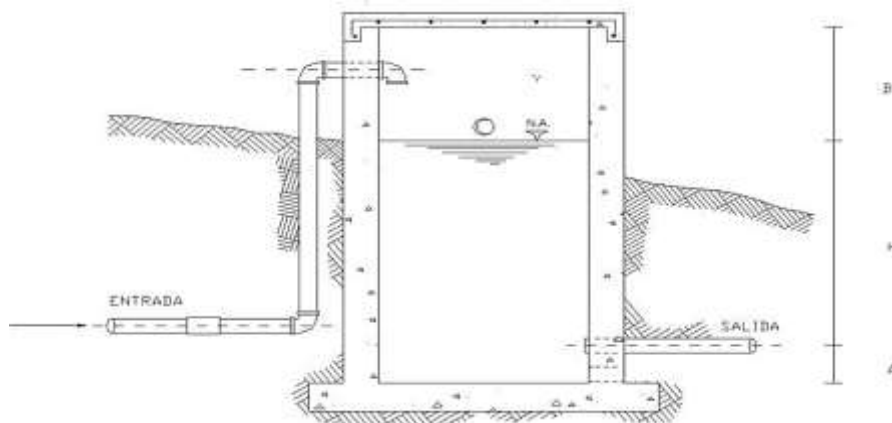
A: Altura mínima = 10,0 cm =0,10 m

H: Altura de carga requerida para que el caudal de salida pueda fluir

Borde libre = 40,0 cm =0,40 m

Ht : Altura total de la Cámara Rompe Presión $H_t = A+H+BL$

Figura 64. Cámara Rompe Presión Tipo 6



Nota: Imagen Reproducida de “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural” (Ministerio de Vivienda,2018).

Se sabe que : $H = 1.56 * \frac{V^2}{2 * g}$ y $V = \frac{Q}{A}$

$$V = 0,23 \text{ m/s}$$

Reemplazando en:

$$H = 0,004 \text{ m} = 0,4 \text{ cm}$$

Por procesos constructivos tomamos $H = 0,4 \text{ m}$

Luego se calcular la altura total.: $H_t = A + H + BL$ $H_t = 0,1 + 0,4 + 0,4 H_t = 0,90 \text{ m}$.

2.Rebose:

La tubería de rebose se calcula mediante la ecuación de Hazen y Williams (para C=150)

$$D = 4.63 * \frac{Q^{0.38}}{C^{0.38} * S^{0.21}}$$

D = Diámetro (pulg)

Q_{md} = Caudal máximo diario (l/s)

Hf = Pérdida de carga unitaria (m/m). Considera = 0.010

D 1,2 pulg

= 2

Se considera una tubería de rebose de 2 pulg.

Nota: El cálculo de la cámara rompe presión fue elaborado bajo el procedimiento especificado en la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural” obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/normas-legales/275920-192-2018-vivienda>.

Anexo C. Cálculo de la Pendiente media del Perfil Principal del Cauce

Num.	Distancia X	Elevación y	delta x	delta y	Pendiente	S ^{1/2}	l/(S ^{1/2})
1	0	3009	191,4345	49	0,25596222	0,50592709	378,383572
2	191,4345	2960	204,7078	40	0,19540047	0,44204125	463,096598
3	396,1423	2920	123,34	40	0,32430679	0,56947941	216,583776
4	519,4823	2880	285,9192	40	0,13989966	0,37403163	764,42518
5	805,4015	2840	198,6159	40	0,20139375	0,44876914	442,579224
6	1004,0174	2800	131,5545	40	0,30405649	0,55141318	238,576996
7	1135,5719	2760	243,247	40	0,1644419	0,40551437	599,848039
8	1378,8189	2720	161,897	40	0,24707067	0,49706204	325,707835
9	1540,7159	2680	64,5748	40	0,61943668	0,787043	82,0473595
10	1605,2907	2640	170,5102	40	0,23459007	0,48434499	352,042868
11	1775,8009	2600	151,2	40	0,26455026	0,5143445	293,966398
12	1927,0009	2560	80,8277	40	0,49487985	0,70347697	114,897436
13	2007,8286	2520	255,2585	40	0,15670389	0,39585842	644,822709
14	2263,0871	2480	178,6815	40	0,22386201	0,47314058	377,649913
15	2441,7686	2440	121,4009	40	0,32948685	0,57400945	211,496344
16	2563,1695	2400	240,4332	40	0,16636638	0,40788034	589,469935
17	2803,6027	2360	157,1145	40	0,2545914	0,50457051	311,382647
18	2960,7172	2320	118,953	40	0,33626727	0,57988556	205,131853
19	3079,6702	2280	135,7892	40	0,29457424	0,54274694	250,188791
20	3215,4594	2240	154,2546	40	0,25931155	0,50922643	302,919471
21	3369,714	2200	211,3	40	0,18930431	0,43509115	485,645367
22	3581,014	2160	148,1248	40	0,27004256	0,51965619	285,043846
23	3729,1388	2120	178,24	40	0,22441652	0,4737262	376,251088
24	3907,3788	2080	88,692	40	0,45099896	0,67156456	132,067719
25	3996,0708	2040	175,7239	40	0,22762982	0,47710567	368,312327
26	4171,7947	2000	299,91	40	0,13337335	0,36520316	821,214151
27	4471,7047	1960	105,1507	40	0,38040641	0,61677095	170,485818
28	4576,8554	1920	216,2046	40	0,18500994	0,43012782	502,651982
29	4793,06	1880	130,3578	40	0,30684777	0,55393842	235,329048
30	4923,4178	1840	122,9932	18	0,14634955	0,3825566	321,503273
31	5046,411	1822	-	-	-	-	-

Sumatoria longitud real	5046,41
Sumatoria l/(S ^{1/2})	10863,72156
Pendiente media	0,215778408
Pendiente media %	21,57784079

Anexo D. Cálculo de la Línea De Gradiente Hidráulico y Línea de Energía en Condiciones Estáticas.

PUNTO	Dist	Dist Acumulada	Cota Terreno	Línea E. Estático (m)	L.E. (Condición Estática)	Mpa	Di(mm)	hf	hf	LGH	m	
1	0	0,00	1847,556	0,4	1846,856	0,00	106,6	0,00	0	1846,706	1,35	No Cumple
2	20,974	20,97	1845,072	2,884	1846,856	0,03	106,6	0,99	0,99	1845,72	1,74	No Cumple
3	37,031	58,01	1838,969	8,987	1846,856	0,09	106,6	1,75	2,74	1843,97	6,10	Cumple
4	19,431	77,44	1840,98	6,976	1846,856	0,07	106,6	0,92	3,66	1843,05	3,17	No Cumple
5	28,263	105,70	1837,625	10,331	1846,856	0,10	106,6	1,33	4,99	1841,71	5,19	Cumple
6	54,791	160,49	1838,619	9,337	1846,856	0,09	106,6	2,59	7,58	1839,13	1,61	No Cumple
7	22,51	183,00	1830,104	17,852	1846,856	0,18	106,6	1,06	8,64	1838,06	9,06	Cumple
8	28,027	211,03	1821,693	26,263	1846,856	0,26	106,6	1,32	9,97	1836,74	16,15	Cumple
9	35,11	246,14	1824,616	23,34	1846,856	0,23	106,6	1,66	11,62	1835,08	11,57	Cumple
10	77,419	323,56	1807,646	40,31	1846,856	0,40	106,6	3,66	15,28	1831,43	24,88	Cumple
11	28,27	351,83	1807,641	40,315	1846,856	0,40	106,6	1,34	16,61	1830,09	23,55	Cumple
12	29,136	380,96	1802,903	45,053	1846,856	0,44	106,6	1,38	17,99	1828,72	26,91	Cumple
13	27,686	408,65	1800,205	47,751	1846,856	0,47	106,6	1,31	19,30	1827,41	28,30	Cumple
14	53,655	462,30	1794,149	53,807	1846,856	0,53	106,6	2,53	21,83	1824,87	31,83	Cumple
15	12,725	475,03	1793,765	54,191	1846,856	0,53	106,6	0,60	22,43	1824,27	31,61	Cumple
16	31,467	506,50	1789,101	58,855	1846,856	0,58	106,6	1,49	23,92	1822,79	34,79	Cumple
17	38,225	544,72	1786,715	61,241	1846,856	0,60	106,6	1,81	25,72	1820,98	35,37	Cumple
18	26,233	570,95	1784,781	63,175	1846,856	0,62	106,6	1,24	26,96	1819,74	36,06	Cumple
19	41,852	612,81	1779,763	68,193	1846,856	0,67	106,6	1,98	28,94	1817,77	39,10	Cumple
20	19,326	632,13	1776,958	70,998	1846,856	0,70	106,6	0,91	29,85	1816,85	41,00	Cumple
21	27,978	660,11	1775,472	72,484	1846,856	0,71	106,6	1,32	31,17	1815,53	41,16	Cumple
22	51,22	711,33	1774,556	73,4	1846,856	0,72	106,6	2,42	33,59	1813,11	39,66	Cumple
23	49,684	761,01	1762,961	84,995	1846,856	0,83	106,6	2,35	35,94	1810,77	48,91	Cumple
24	85,21	846,22	1756,434	91,522	1846,856	0,90	106,6	4,02	39,96	1806,74	51,41	Cumple
25	75,015	921,24	1748,744	99,212	1846,856	0,97	106,6	3,54	43,50	1803,20	55,56	Cumple

26	48,139	969,38	1750,295	97,661	1846,856	0,96	106,6	2,27	45,78	1800,93	51,73	Cumple
27	44,982	1014,36	1742,985	104,971	1846,856	1,03	106,6	2,12	47,90	1798,80	56,92	Cumple
28	47,725	1062,08	1740,303	107,653	1846,856	1,06	106,6	2,25	50,16	1796,55	57,35	Cumple
29	77,44	1139,52	1734	113,956	1846,856	1,12	106,6	3,66	53,81	1792,89	59,99	Cumple
30	72,973	1212,50	1725,353	122,603	1846,856	1,20	106,6	3,45	57,26	1789,45	65,19	Cumple
31	33,545	1246,04	1725,311	122,645	1846,856	1,20	106,6	1,58	58,84	1787,86	63,65	Cumple
32	50,724	1296,77	1722,008	125,948	1846,856	1,24	106,6	2,40	61,24	1785,47	64,56	Cumple
33	29,397	1326,16	1721,849	126,107	1846,856	1,24	106,6	1,39	62,63	1784,08	63,33	Cumple
34	61,997	1388,16	1722,836	125,12	1846,856	1,23	106,6	2,93	65,55	1781,15	59,42	Cumple
35	48,78	1436,94	1720,652	127,304	1846,856	1,25	106,6	2,30	67,86	1778,85	59,30	Cumple
36	30,823	1467,76	1719,382	128,574	1846,856	1,26	106,6	1,46	69,31	1777,39	59,11	Cumple
37	27,692	1495,46	1718,447	129,509	1846,856	1,27	106,6	1,31	70,62	1776,09	58,74	Cumple
38	58,952	1554,41	1716,031	131,925	1846,856	1,29	106,6	2,78	73,40	1773,30	58,37	Cumple
39	68,242	1622,65	1712,351	135,605	1846,856	1,33	106,6	3,22	76,63	1770,08	58,83	Cumple
40	74,225	1696,87	1707,094	140,862	1846,856	1,38	106,6	3,51	80,13	1766,57	60,58	Cumple
41	8,555	1705,43	1706,271	141,685	1846,856	1,39	106,6	0,40	80,54	1766,17	61,00	Cumple
42	7,527	1712,96	1705,404	142,552	1846,856	1,40	106,6	0,36	80,89	1765,81	61,51	Cumple
43	11,6	1724,56	1704,004	143,952	1846,856	1,41	106,6	0,55	81,44	1765,27	62,36	Cumple
44	48,343	1772,90	1700,611	147,345	1846,856	1,44	106,6	2,28	83,72	1762,98	63,47	Cumple
45	26,4	1799,30	1701,717	146,239	1846,856	1,43	106,6	1,25	84,97	1761,74	61,12	Cumple
46	35,573	1834,87	1701,706	146,25	1846,856	1,43	106,6	1,68	86,65	1760,06	59,45	Cumple
47	33,522	1868,39	1699,455	148,501	1846,856	1,46	106,6	1,58	88,23	1758,47	60,12	Cumple
48	34,909	1903,30	1699,788	148,168	1846,856	1,45	106,6	1,65	89,88	1756,83	58,14	Cumple
49	46,846	1950,15	1698,332	149,624	1846,856	1,47	106,6	2,21	92,09	1754,61	57,38	Cumple
50	80,131	2030,28	1694,401	153,555	1846,856	1,51	106,6	3,78	95,88	1750,83	57,53	Cumple
51	75,04	2105,32	1690,031	157,925	1846,856	1,55	106,6	3,54	99,42	1747,29	58,35	Cumple
52	39,799	2145,12	1688,27	159,686	1846,856	1,57	106,6	1,88	101,30	1745,41	58,24	Cumple
53	46,056	2191,18	1686,429	161,527	1846,856	1,58	106,6	2,17	103,48	1743,23	57,90	Cumple

54	30,333	2221,51	1685,053	162,903	1846,856	1,60	106,6	1,43	104,91	1741,80	57,85	Cumple
55	41,303	2262,81	1682,579	165,377	1846,856	1,62	106,6	1,95	106,86	1739,85	58,37	Cumple
56	48,396	2311,21	1680,56	167,396	1846,856	1,64	106,6	2,29	109,14	1737,56	58,10	Cumple
57	59,209	2370,42	1678,919	169,037	1846,856	1,66	106,6	2,80	111,94	1734,77	56,95	Cumple
58	98,711	2469,13	1678,67	169,286	1846,856	1,66	106,6	4,66	116,60	1730,10	52,53	Cumple
59	29,048	2498,18	1678,184	169,772	1846,856	1,66	106,6	1,37	117,97	1728,73	51,65	Cumple
60	45,4	2543,58	1676,537	171,419	1846,856	1,68	106,6	2,14	120,12	1726,59	51,15	Cumple
61	21,84	2565,42	1675,496	172,46	1846,856	1,69	106,6	1,03	121,15	1725,56	51,16	Cumple
62	30,074	2595,49	1673,893	174,063	1846,856	1,71	106,6	1,42	122,57	1724,14	51,34	Cumple
63	18,76	2614,25	1675,847	172,109	1846,856	1,69	106,6	0,89	123,45	1723,25	48,50	Cumple
64	25,734	2639,98	1677,831	170,125	1846,856	1,67	106,6	1,22	124,67	1722,04	45,31	Cumple
65	20,703	2660,69	1680,401	167,555	1846,856	1,64	106,6	0,98	125,65	1721,06	41,76	Cumple
66	19,946	2680,63	1682,011	165,945	1846,856	1,63	106,6	0,94	126,59	1720,12	39,21	Cumple
67	21,835	2702,47	1683,875	164,081	1846,856	1,61	106,6	1,03	127,62	1719,09	36,31	Cumple
68	23,795	2726,26	1687,076	160,88	1846,856	1,58	106,6	1,12	128,74	1717,96	31,99	Cumple
69	8,055	2734,32	1687,674	160,282	1846,856	1,57	106,6	0,38	129,12	1717,58	31,01	Cumple
70	14,791	2749,11	1688,464	159,492	1846,856	1,56	106,6	0,70	129,82	1716,88	29,52	Cumple
71	9,017	2758,13	1689,707	158,249	1846,856	1,55	106,6	0,43	130,25	1716,46	27,85	Cumple
72	47,35	2805,48	1697,509	150,447	1846,856	1,48	106,6	2,24	132,48	1714,22	17,81	Cumple
73	20,955	2826,43	1701,058	146,898	1846,856	1,44	106,6	0,99	133,47	1713,23	13,27	Cumple
74	9,717	2836,15	1701,966	145,99	1846,856	1,43	106,6	0,46	133,93	1712,77	11,91	Cumple
75	30,557	2866,70	1703,706	144,25	1846,856	1,41	106,6	1,44	135,38	1711,33	8,72	Cumple

Anexo E. Cálculo de la Línea De Gradiente Hidráulico y Línea de Energía con el Tanque Rompe Presión.

Punto	Dist	Dist Acumulada	Cota Terreno	Línea Estático (m)	L.E. (Condición Estática)	Mpa	Di(mm)	hf	hf	LGH	m
1	0	0,00	1847,556	0,4	1846,856	0,00	106,6	0,00	0	1846,706	0,25
2	20,974	20,97	1845,072	2,884	1846,856	0,03	106,6	0,01	0,01	1846,69	2,72
3	37,031	58,01	1838,969	8,987	1846,856	0,09	106,6	0,02	0,03	1846,68	8,81
4	19,431	77,44	1840,98	6,976	1846,856	0,07	106,6	0,01	0,04	1846,66	6,78
5	28,263	105,70	1837,625	10,331	1846,856	0,10	106,6	0,01	0,06	1846,65	10,13
6	54,791	160,49	1838,619	9,337	1846,856	0,09	106,6	0,03	0,08	1846,62	9,10
7	22,51	183,00	1830,104	17,852	1846,856	0,18	106,6	0,01	0,10	1846,61	17,61
8	28,027	211,03	1821,693	26,263	1846,856	0,26	106,6	0,01	0,11	1846,59	26,00
9	35,11	246,14	1824,616	23,34	1846,856	0,23	106,6	0,02	0,13	1846,58	23,06
10	77,419	323,56	1807,646	40,31	1846,856	0,40	106,6	0,04	0,17	1846,53	39,99
11	28,27	351,83	1807,641	40,315	1846,856	0,40	106,6	0,01	0,19	1846,52	39,98
12	29,136	380,96	1802,903	45,053	1846,856	0,44	106,6	0,02	0,20	1846,50	44,70
13	27,686	408,65	1800,205	47,751	1846,856	0,47	106,6	0,01	0,22	1846,49	47,38
14	53,655	462,30	1794,149	53,807	1846,856	0,53	106,6	0,03	0,24	1846,46	53,41
15	12,725	475,03	1793,765	54,191	1846,856	0,53	106,6	0,01	0,25	1846,45	53,79
16	31,467	506,50	1789,101	58,855	1846,856	0,58	106,6	0,02	0,27	1846,44	58,44
17	38,225	544,72	1786,715	61,241	1846,856	0,60	106,6	0,02	0,29	1846,42	60,80
18	26,233	570,95	1784,781	63,175	1846,856	0,62	106,6	0,01	0,30	1846,40	62,72
19	41,852	612,81	1779,763	68,193	1846,856	0,67	106,6	0,02	0,32	1846,38	67,72
20	19,326	632,13	1776,958	70,998	1846,856	0,70	106,6	0,01	0,33	1846,37	70,51
21	27,978	660,11	1775,472	72,484	1846,856	0,71	106,6	0,01	0,35	1846,36	71,98
22	51,22	711,33	1774,556	73,4	1846,856	0,72	106,6	0,03	0,38	1846,33	72,87
23	49,684	761,01	1762,961	84,995	1846,856	0,83	106,6	0,03	0,40	1846,86	85,00
24	85,21	846,22	1756,434	91,522	1846,856	0,90	106,6	0,05	0,45	1846,41	91,07
25	75,015	921,24	1748,744	99,212	1846,856	0,97	106,6	0,04	0,49	1846,37	98,72

26	48,139	969,38	1750,295	97,661	1846,856	0,96	106,6	0,03	0,51	1846,34	97,15
27	44,982	1014,36	1742,985	104,971	1846,856	1,03	106,6	0,02	0,54	1846,32	104,43
28	47,725	1062,08	1740,303	107,653	1846,856	1,06	106,6	0,03	0,56	1846,29	107,09
29	77,44	1139,52	1734	113,956	1846,856	1,12	106,6	0,04	0,60	1846,25	113,35
30	72,973	1212,50	1725,353	122,603	1846,856	1,20	106,6	0,04	0,64	1846,21	121,96
31	33,545	1246,04	1725,311	122,645	1846,856	1,20	106,6	0,02	0,66	1846,20	121,99
32	50,724	1296,77	1722,008	125,948	1846,856	1,24	106,6	0,03	0,69	1846,17	125,26
33	29,397	1326,16	1721,849	126,107	1846,856	1,24	106,6	0,02	0,70	1846,15	125,40
34	61,997	1388,16	1722,836	125,12	1846,856	1,23	106,6	0,03	0,74	1846,12	124,38
35	48,78	1436,94	1720,652	127,304	1846,856	1,25	106,6	0,03	0,76	1846,10	126,54
36	30,823	1467,76	1719,382	128,574	1846,856	1,26	106,6	0,02	0,78	1846,08	127,80
37	27,692	1495,46	1718,447	0,4	1717,747	0,00	106,6	0,01	0,79	1717,75	0,40
38	58,952	1554,41	1716,031	2,816	1717,747	0,03	106,6	0,03	0,82	1716,92	1,99
39	68,242	1622,65	1712,351	6,496	1717,747	0,06	106,6	0,04	0,86	1716,89	5,64
40	74,225	1696,87	1707,094	11,753	1717,747	0,12	106,6	0,04	0,90	1716,85	10,85
41	8,555	1705,43	1706,271	12,576	1717,747	0,12	106,6	0,00	0,90	1716,84	11,67
42	7,527	1712,96	1705,404	13,443	1717,747	0,13	106,6	0,00	0,91	1716,84	12,54
43	11,6	1724,56	1704,004	14,843	1717,747	0,15	106,6	0,01	0,91	1716,83	13,93
44	48,343	1772,90	1700,611	18,236	1717,747	0,18	106,6	0,03	0,94	1716,81	17,30
45	26,4	1799,30	1701,717	17,13	1717,747	0,17	106,6	0,01	0,95	1716,79	16,18
46	35,573	1834,87	1701,706	17,141	1717,747	0,17	106,6	0,02	0,97	1716,78	16,17
47	33,522	1868,39	1699,455	19,392	1717,747	0,19	106,6	0,02	0,99	1716,76	18,40
48	34,909	1903,30	1699,788	19,059	1717,747	0,19	106,6	0,02	1,01	1716,74	18,05
49	46,846	1950,15	1698,332	20,515	1717,747	0,20	106,6	0,02	1,03	1716,71	19,48
50	80,131	2030,28	1694,401	24,446	1717,747	0,24	106,6	0,04	1,08	1716,67	23,37
51	75,04	2105,32	1690,031	28,816	1717,747	0,28	106,6	0,04	1,11	1716,63	27,70
52	39,799	2145,12	1688,27	30,577	1717,747	0,30	106,6	0,02	1,14	1716,61	29,44
53	46,056	2191,18	1686,429	32,418	1717,747	0,32	106,6	0,02	1,16	1716,59	31,26

54	30,333	2221,51	1685,053	33,794	1717,747	0,33	106,6	0,02	1,18	1716,57	32,62
55	41,303	2262,81	1682,579	36,268	1717,747	0,36	106,6	0,02	1,20	1716,55	35,07
56	48,396	2311,21	1680,56	38,287	1717,747	0,38	106,6	0,03	1,22	1716,52	37,06
57	59,209	2370,42	1678,919	39,928	1717,747	0,39	106,6	0,03	1,26	1716,49	38,67
58	98,711	2469,13	1678,67	40,177	1717,747	0,39	106,6	0,05	1,31	1716,44	38,87
59	29,048	2498,18	1678,184	40,663	1717,747	0,40	106,6	0,02	1,32	1716,42	39,34
60	45,4	2543,58	1676,537	42,31	1717,747	0,41	106,6	0,02	1,35	1716,40	40,96
61	21,84	2565,42	1675,496	43,351	1717,747	0,43	106,6	0,01	1,36	1716,39	41,99
62	30,074	2595,49	1673,893	44,954	1717,747	0,44	106,6	0,02	1,37	1716,37	43,58
63	18,76	2614,25	1675,847	43	1717,747	0,42	106,6	0,01	1,38	1716,36	41,62
64	25,734	2639,98	1677,831	41,016	1717,747	0,40	106,6	0,01	1,40	1716,35	39,62
65	20,703	2660,69	1680,401	38,446	1717,747	0,38	106,6	0,01	1,41	1716,34	37,04
66	19,946	2680,63	1682,011	36,836	1717,747	0,36	106,6	0,01	1,42	1716,33	35,42
67	21,835	2702,47	1683,875	34,972	1717,747	0,34	106,6	0,01	1,43	1716,32	33,54
68	23,795	2726,26	1687,076	31,771	1717,747	0,31	106,6	0,01	1,44	1716,30	30,33
69	8,055	2734,32	1687,674	31,173	1717,747	0,31	106,6	0,00	1,45	1716,30	29,72
70	14,791	2749,11	1688,464	30,383	1717,747	0,30	106,6	0,01	1,46	1716,29	28,93
71	9,017	2758,13	1689,707	29,14	1717,747	0,29	106,6	0,00	1,46	1716,29	27,68
72	47,35	2805,48	1697,509	21,338	1717,747	0,21	106,6	0,03	1,49	1716,26	19,85
73	20,955	2826,43	1701,058	17,789	1717,747	0,17	106,6	0,01	1,50	1716,25	16,29
74	9,717	2836,15	1701,966	16,881	1717,747	0,17	106,6	0,01	1,50	1716,25	15,38
75	30,557	2866,70	1703,706	15,141	1717,747	0,15	106,6	0,02	1,52	1716,23	13,62

Anexo F. Análisis de Laboratorio



MYH LABORATORIOS

INFORME DE RESULTADOS

FECHA TOMA DE MUESTRAS : 6 de marzo del 2022
FECHA DE ANÁLISIS: 7 de marzo del 2022
CLIENTE: Sr. Mateo Yépez
TIPO DE MUESTRA : Agua Natural

RESULTADOS PARÁMETROS FÍSICOS-QUÍMICOS

Parámetro	Método de análisis	Unidades	CAPTACIÓN MUESTRA 1, SARDINAS CHICO	CAPTACIÓN MUESTRA 2, SARDINAS CHICO	INGRESO FILTRO 1 AFLUENTE	INGRESO FILTRO 2 AFLUENTE	CRITERIO DE CALIDAD (*)
pH	PEE-PROD-01M	upH	7	7	7	7	*
Color	Standard Methods 120B	Pt-Co	2	0	0	0	100
Turbiedad	Standard Methods 130B	NTU	1	0	0	0	100
Hierro	Standard Methods 3500-Fe	mg/l	0	0	-	-	1
Manganeso	Standard Methods 3500-Mn	mg/l	0	0	-	-	0,1

TULAS TABLA 1 Límites máximos permisibles para aguas de consumo humano y uso doméstico, que únicamente requiere tratamiento convencional

Ing. Marcela Dávila Cifuentes
JEFE LABORATORIO

Hernán González de Saa 5-46 y calle Sucre



MYH LABORATORIOS

INFORME DE RESULTADOS

FECHA TOMA DE MUESTRAS : 6 de marzo del 2022
FECHA DE ANÁLISIS: 7 de marzo del 2022
CLIENTE: Sr. Mateo Yépez
TIPO DE MUESTRA : Agua Potable

RESULTADOS PARÁMETROS FÍSICOS

Parámetro	Método de análisis	Unidades	FILTRO 1 EFLUENTE	FILTRO 2 EFLUENTE	CRITERIO DE CALIDAD (**)
pH	PEE-PROD-01M	upH	7	7	6,5 a 8
Color	Standard Methods120B	Pt-Co	2	0	15
Turbiedad	Standard Methods130B	NTU	0	0	5

** NORMA TÉCNICA ECUATORIA AGUA PARA CONSUMO HUMANO NTE INEN 1108 Sexta
Revisión 2020-04

Ing. Marcela Dávila Cifuentes
JEFE LABORATORIO

Hernán González de Saa 5-46 y calle Sucre



MYH LABORATORIOS

INFORME DE RESULTADOS

FECHA TOMA DE MUESTRAS : 26 de marzo del 2022
FECHA DE ANÁLISIS: 27 de marzo del 2022
CLIENTE: Sr. Mateo Yépez
TIPO DE MUESTRA : Agua natural

RESULTADOS PARÁMETROS FÍSICOS

Parámetro	Método de análisis	Unidades	CAPTACIÓN	INGRESO FILTRO AFLUENTE	CRITERIO DE CALIDAD (*)
pH	PEE-PROD-01M	upH	7	7	*
Color	Standard Methods120B	Pt-Co	30	24	100
Turbiedad	Standard Methods130B	NTU	7	4	100

RESULTADOS PARÁMETROS MICROBIOLÓGICOS

Parámetro	Método de análisis	Unidades	CAPTACIÓN	INGRESO FILTRO AFLUENTE	CRITERIO DE CALIDAD (*)
Coliformes totales	Standard Methods-9222J	UFC/100mL	480	368	* 3000NMP/100mL
E. Coli	Standard Methods-9222J	UFC/100mL	240	176	* 1000NMP/100mL

TULAS TABLA 1 Límites máximos permisibles para guas de consumo humano y uso doméstico, que únicamente requiere tratamiento convencional

Criterio de Calidad que corresponde a coliformes fecales y coliformes totales en unidades de NMP/100mL


Ing. Marcela Dávila Cifuentes
JEFE LABORATORIO

Hernán González de Saa 5-46 y calle Sucre



MYH LABORATORIOS

INFORME DE RESULTADOS

FECHA TOMA DE MUESTRAS : 26 de marzo del 2022
FECHA DE ANÁLISIS: 27 de marzo del 2022
CLIENTE: Sr. Mateo Yépez
TIPO DE MUESTRA : Agua potable

RESULTADOS PARÁMETROS FÍSICOS Y QUÍMICOS

Parámetro	Método de análisis	Unidades	TANQUE DE RESERVA	CRITERIO DE CALIDAD (**)
pH	PEE-PROD-01M	upH	7	6,5-8
Color	Standard Methods1208	Pt-Co	21	15
Turbiedad	Standard Methods1308	NTU	0	5
Cloro Residual	Standard Methods 4500 Cl-G	mg/L	0,03	0,3-1,5

RESULTADOS PARÁMETROS MICROBIOLÓGICOS

Parámetro	Método de análisis	Unidades	CAPTACIÓN	CRITERIO DE CALIDAD (**)
Coliformes totales	Standard Methods 9222J	UFC/100ml	288	-
E. Coli	Standard Methods 9222J	UFC/100ml	24	^a Ausencia

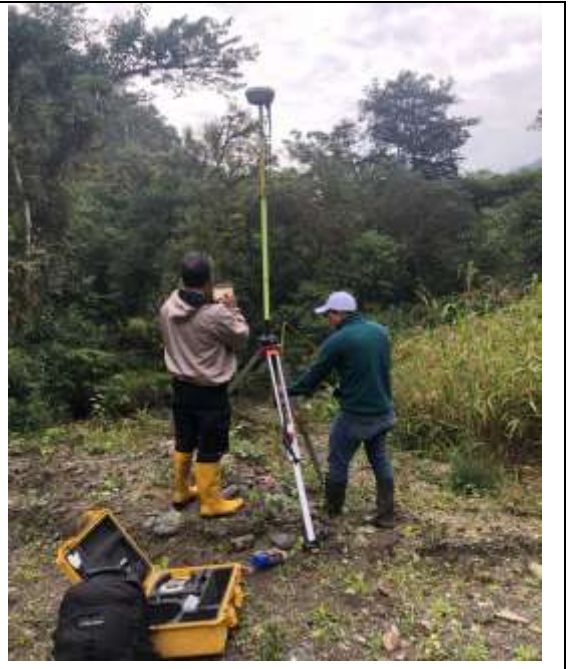
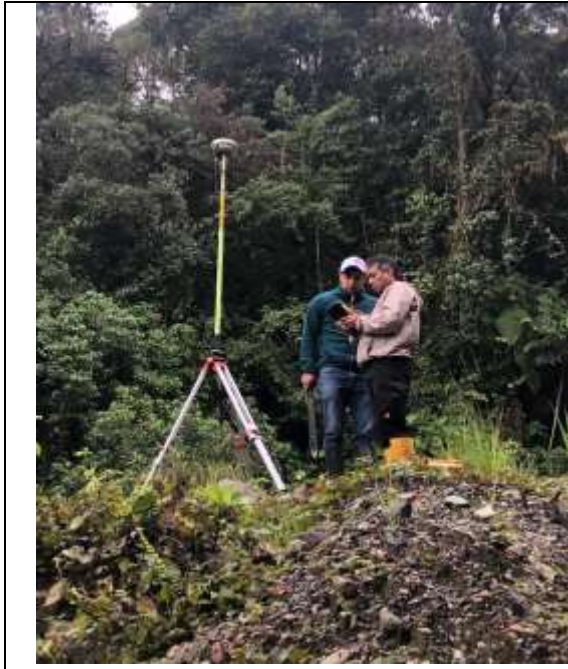
** NORMA TÉCNICA ECUATORIA AGUA PARA CONSUMO HUMANO NTE INEN 1108 Sexta Revisión 2020-04

^b La ausencia corresponde a < 1 UFC/100ML (Límite permitido para coliformes fecales en Norma INEN 1108:2020)


Ing. Marcela Dávila Cifuentes
JEFE LABORATORIO

Hernán González de Saa 5-46 y calle Sucre

Anexo G. Evidencia Fotográfica del Levantamiento Topográfico





Anexo H. Oficios y Solicitudes

Sardinas, 31 de mayo de 2021

OF. TMY Nro. 02

Señor
Cesar Alberto Tipantiza Tipantiza
**PRESIDENTE DEL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO PARROQUIAL RURAL
"SARDINAS"**
Presente. -

De mi consideración:

Con un atento saludo, me permito informar a usted, que he planteado realizar el desarrollo del tema de tesis **"EVALUACIÓN Y REDISEÑO DE LA CAPTACIÓN, CONDUCCIÓN Y PLANTA DE TRATAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA PARROQUIA SARDINAS, CANTÓN EL CHACO, PROVINCIA DE NAPO"**, como requisito previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, en la Pontificia Universidad Católica del Ecuador de la ciudad de Quito, mismo que se encuentra aprobado por esta institución.

Ante esta situación, comedidamente solicito disponga usted señor presidente, la autorización para el uso de información del **"PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DE LA PARROQUIA SARDINAS"** y se me facilite la información referente al sistema de agua potable del cantón Sardinas que reposa en la Institución, con el objeto de plantear la mejor alternativa de mejoramiento, que permita satisfacer la demanda creciente y satisfacer las necesidades tanto en cantidad como calidad del agua potable a suministrar a la población.

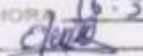
Además, solicito de la manera más cordial, delegar a quien corresponda, para que me facilite la información solicitada y con la cual pueda coordinar aspectos como la autorización para realizar recorridos a las diferentes partes del sistema de agua potable.

Por la favorable acogida a mi solicitud, le anticipo mis sentimientos de aprecio y gratitud.

Atentamente,



Esteban Mateo Yépez Mejía
C.C.:1004599997

RECEIVED DOCUMENTO
51/05/2021 HORA 16:30
NO POR 



Gobierno Autónomo Descentralizado
Parroquial Rural
Sardinas

Oficio N° 084-GADPRS
Sardinas, 14 de Junio de 2021

Señor
ESTEBAN MATEO YEPEZ MEJIA
De mi consideración

*En representación del **Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Sardinas** reciba un atento y cordial saludo.*

En referencia al Oficio OF. TMY Nro. 02, del 31 de Mayo de 2021, mediante el cual informa que como estudiante de Ingeniería civil de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, ha planteado realizar el desarrollo del tema de tesis "Evaluación y rediseño de la captación, conducción y planta de tratamiento del sistema de agua potable de la Parroquia Sardinas, Cantón El Chaco, Provincia de Napo.

Por lo que manifiesto mi autorización para el uso del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial y la información que se necesita de nuestra parroquia, así como también he delegado al Ing. Ryder Puetate Vocal y presidente de la comisión de planificación y presupuesto de GAD Parroquial Sardinas, para que preste su acompañamiento y contingente en el desarrollo de su trabajo de tesis.

Particular que informo para los fines pertinentes.

Atentamente



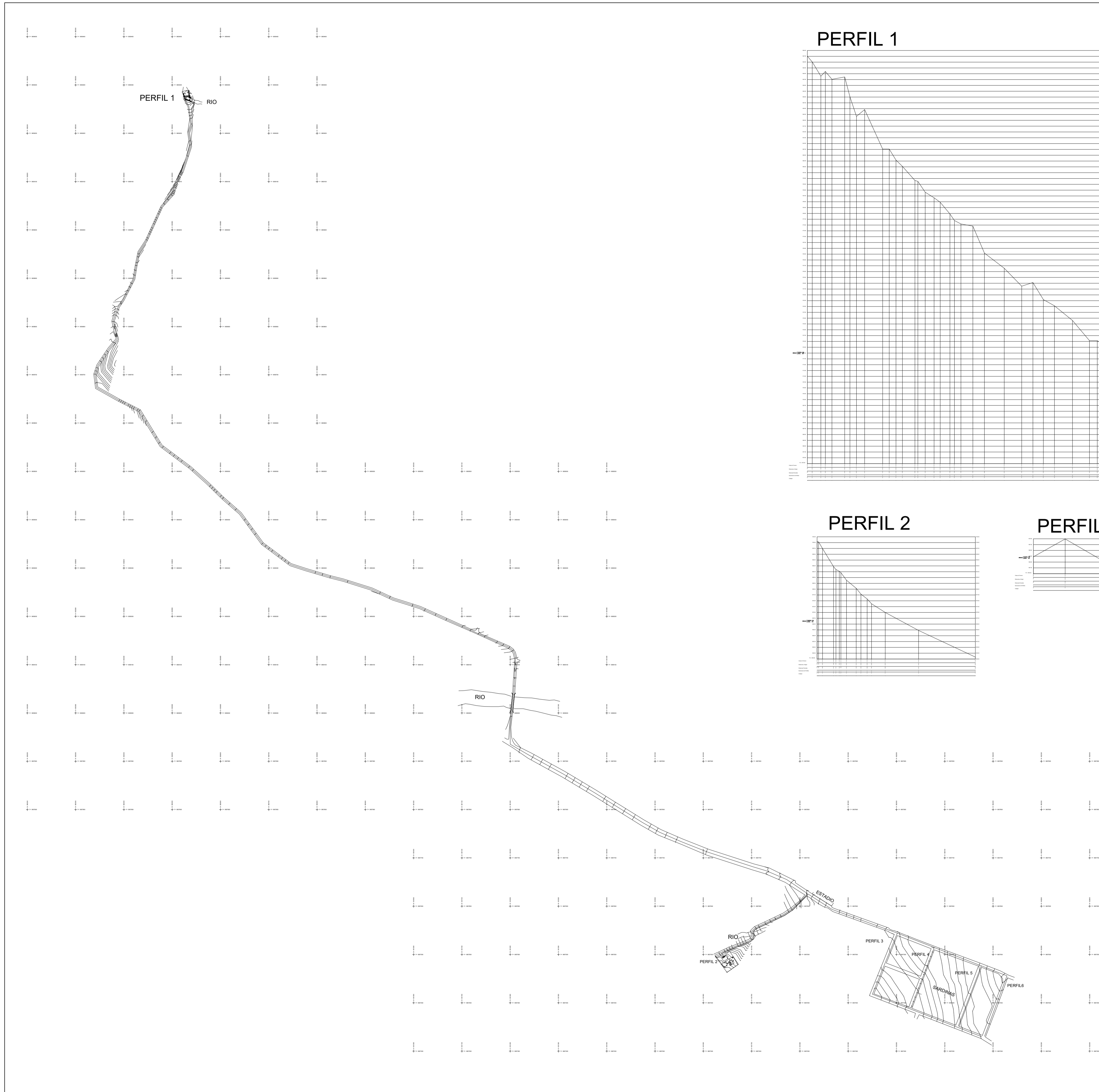
CESAR ALBERTO
TIPANTIZA
TIPANTIZA

Sr. Cesar Alberto Tipantiza Tipantiza
PRESIDENTE GADPR SARDINAS

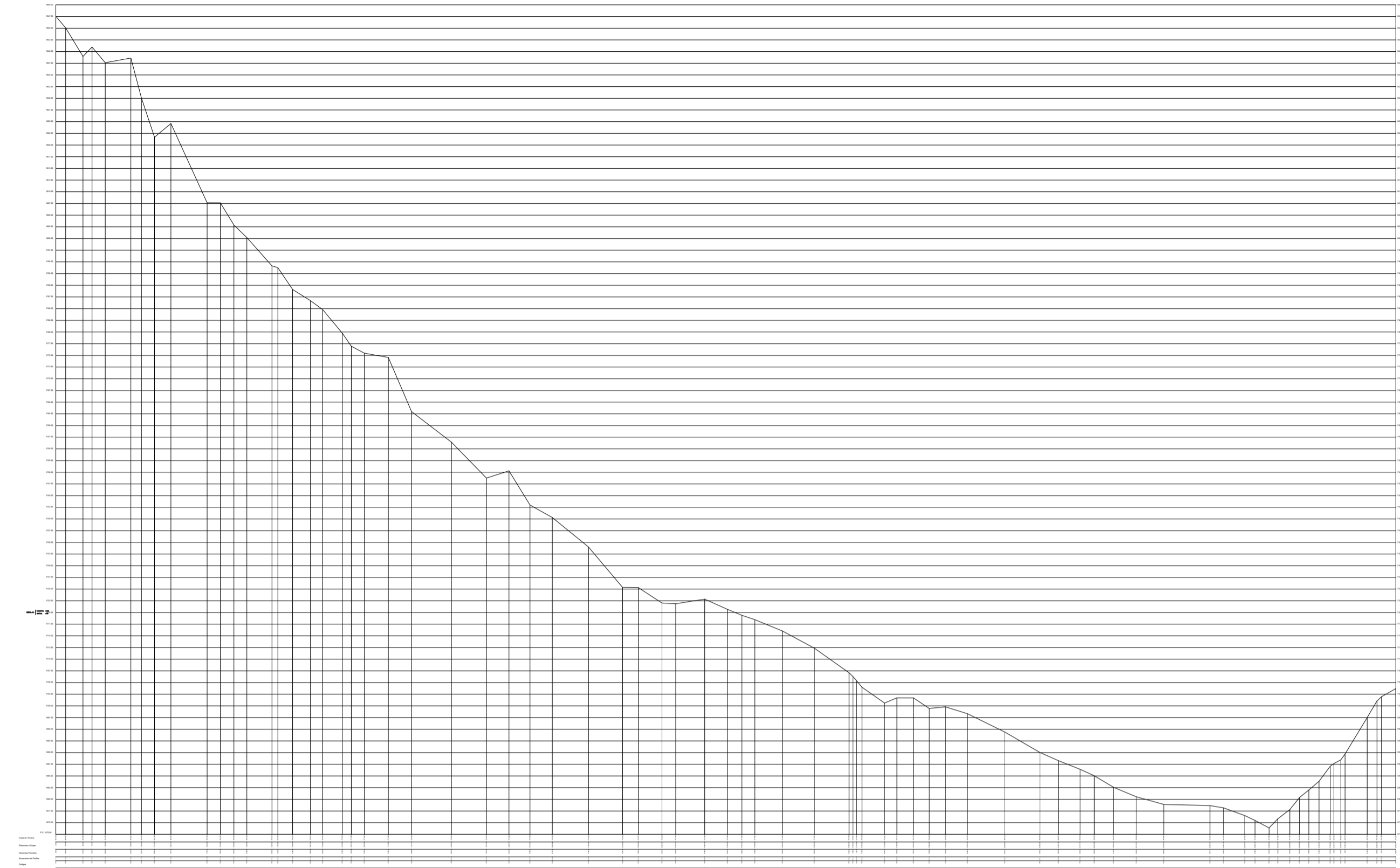
Dirección: Calles Simón Chasipanta y San Andrés
Teléfono: 062 776 081
E-mail: gpsardinas@hotmail.com
www.gadprsardinas.gob.ec



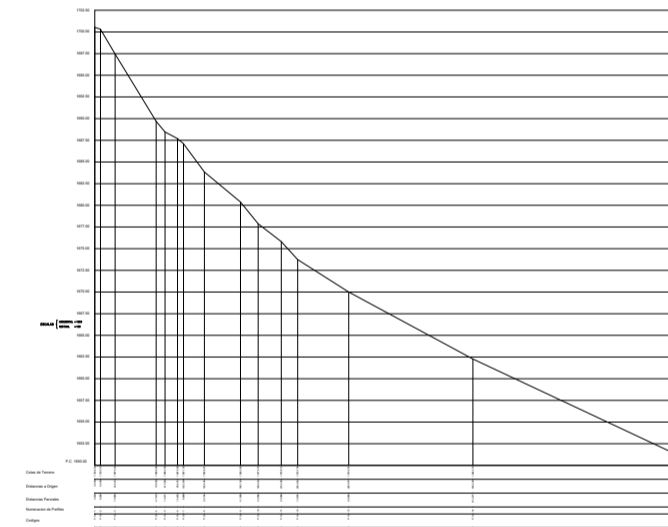
Trabajando por nuestra gente



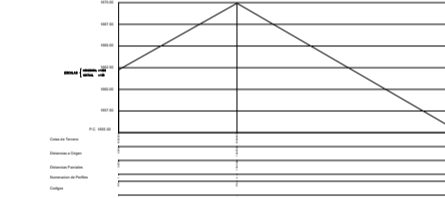
PERFIL 1



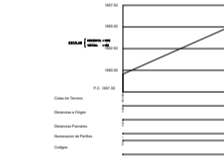
PERFIL 2



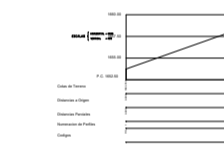
PERFIL 3



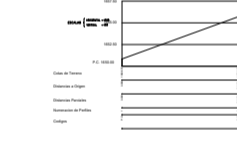
PERFIL 4



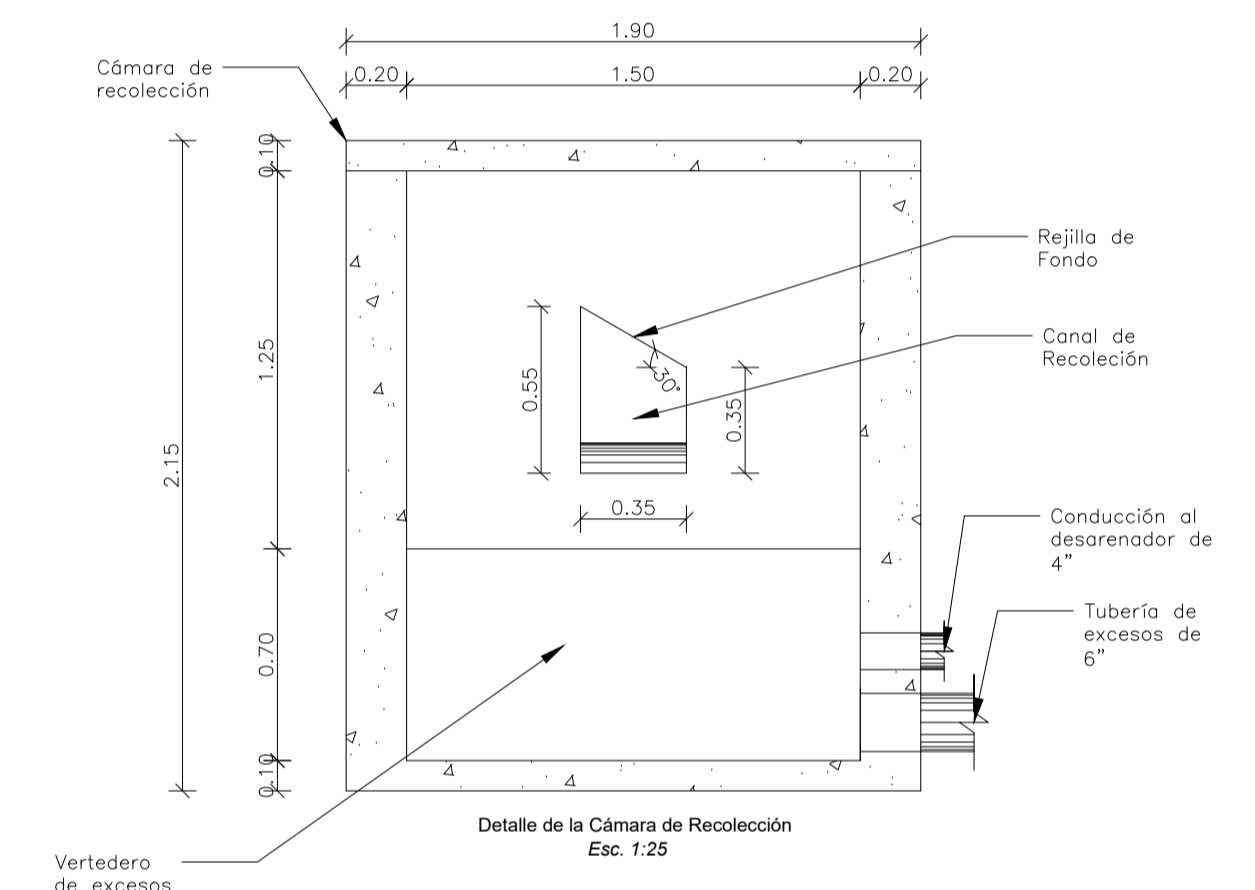
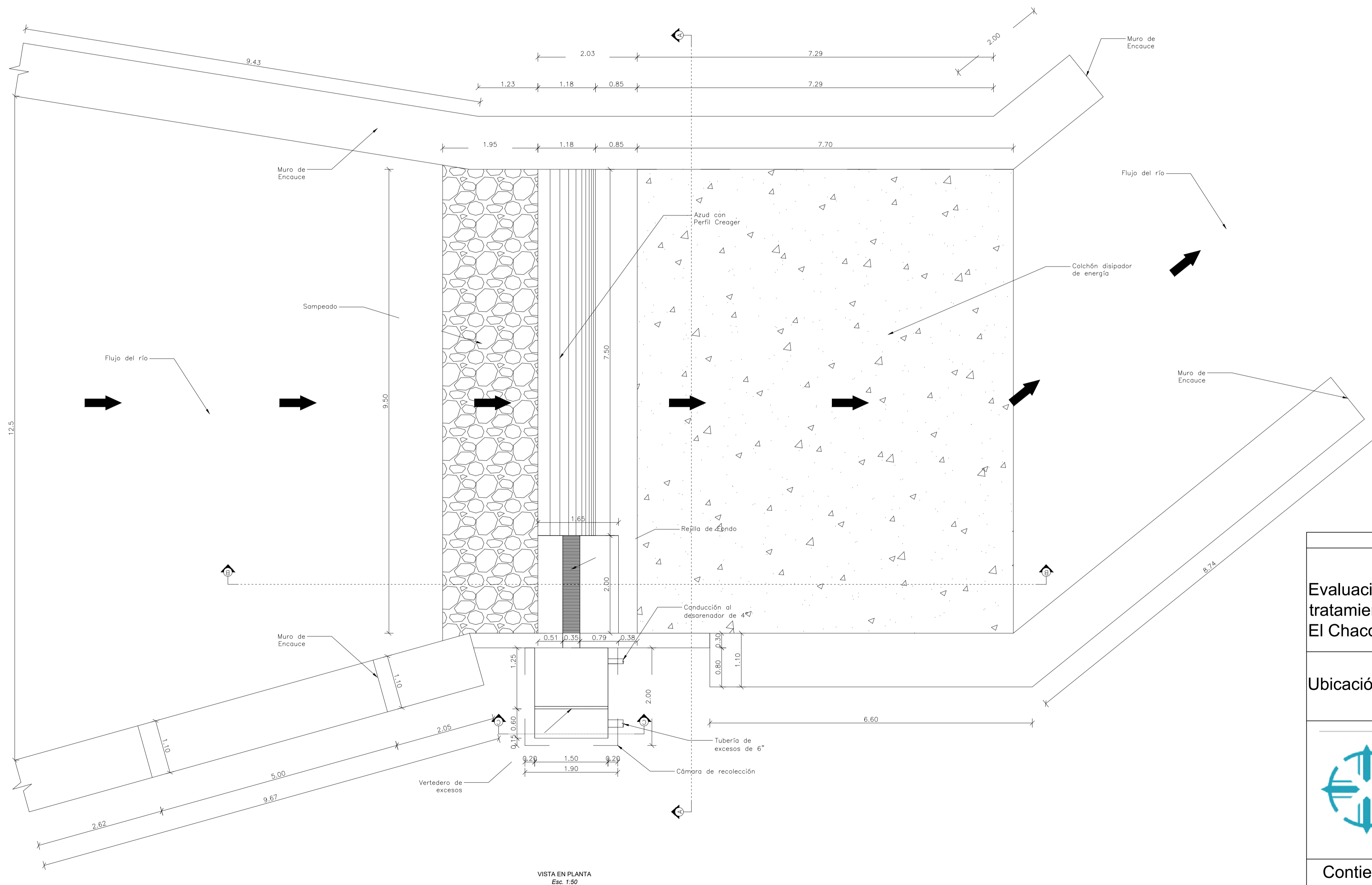
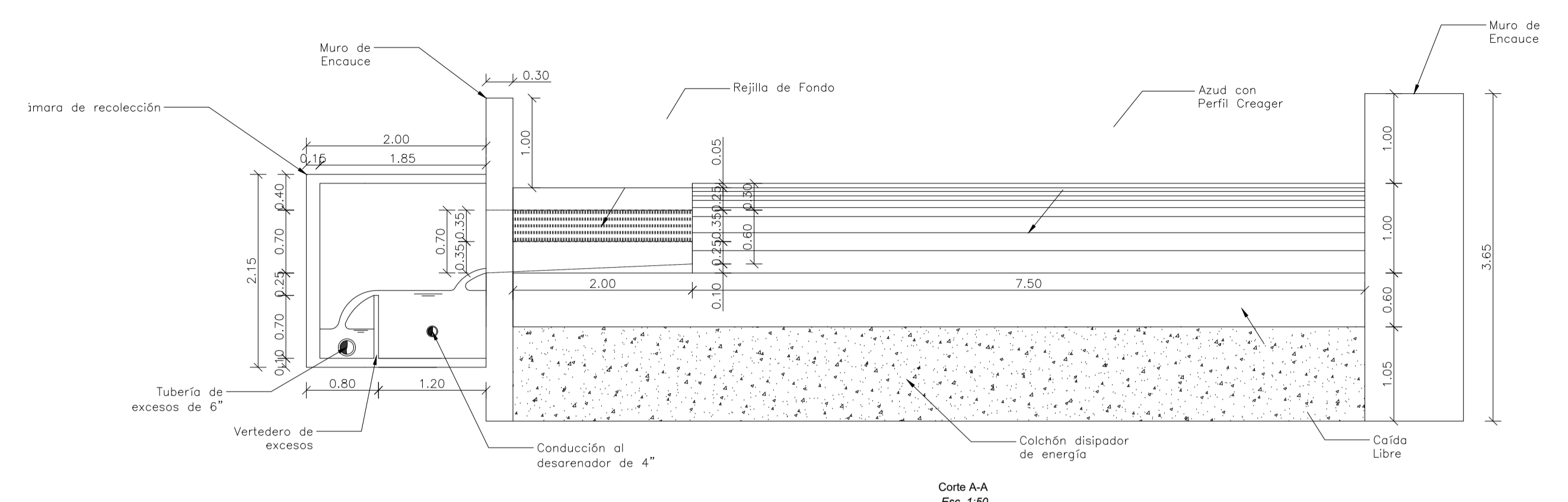
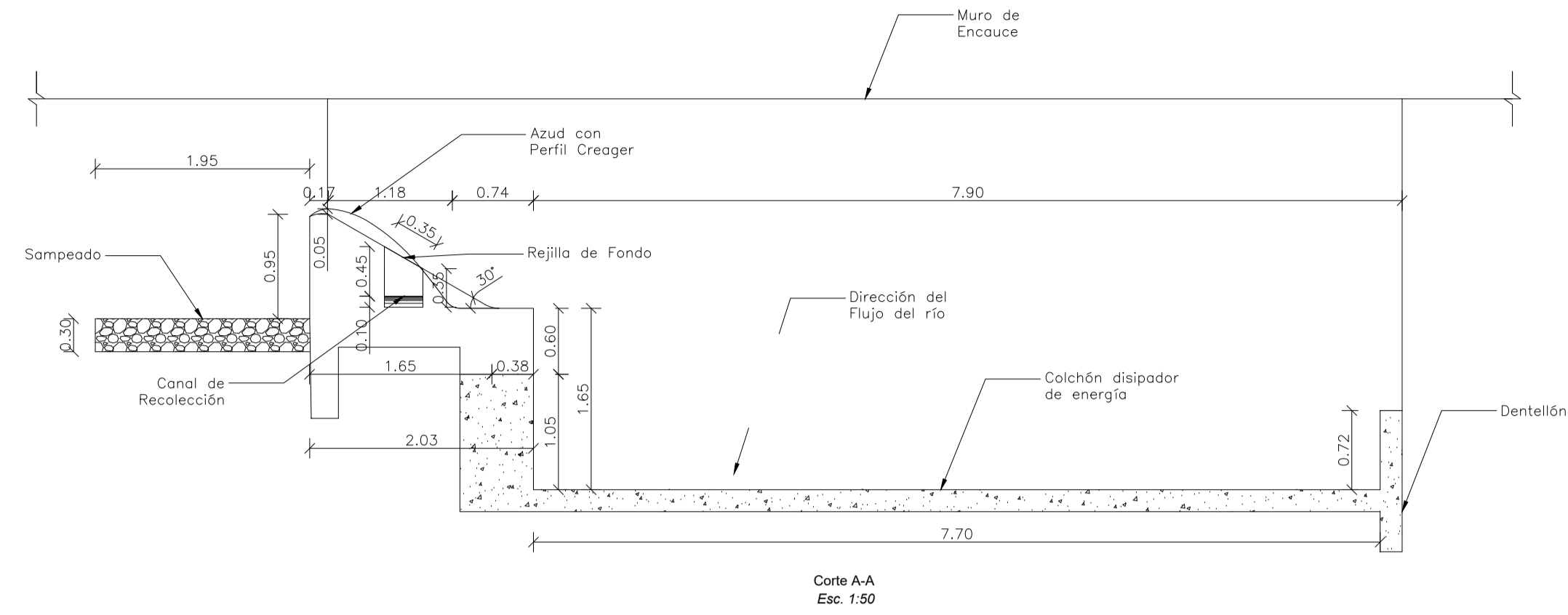
PERFIL 5




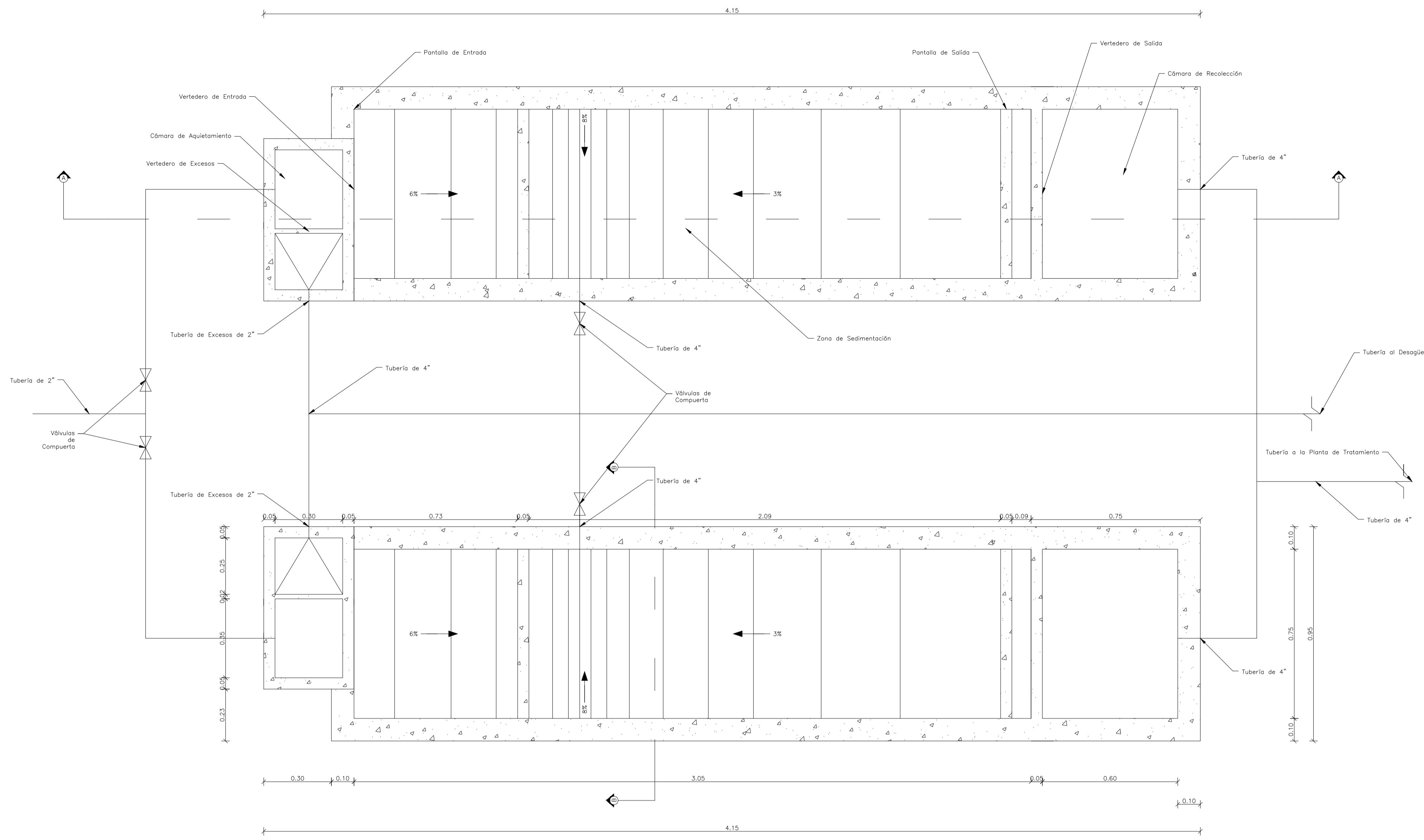
PERFIL 6



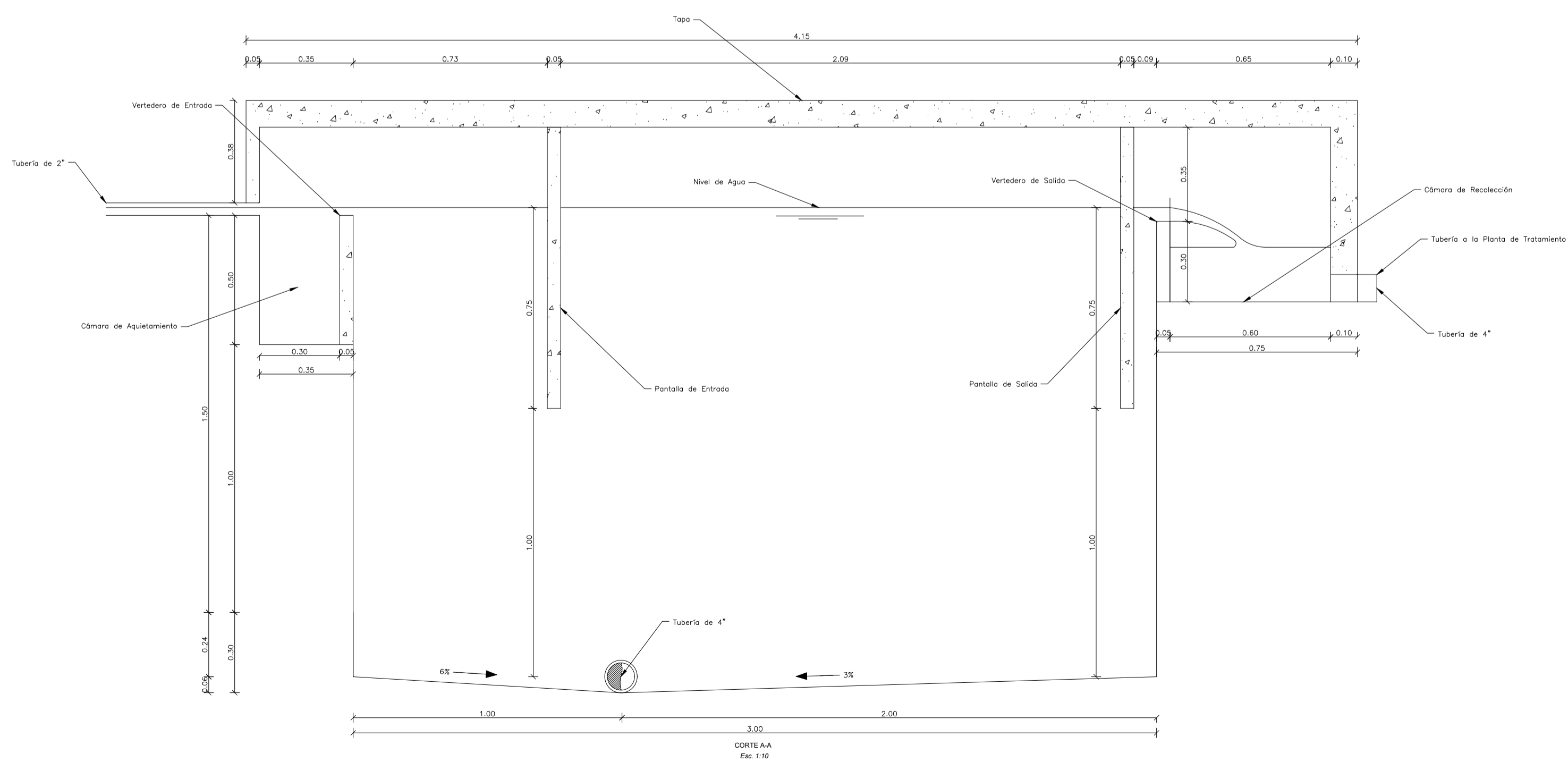
PROYECTO			
Evaluación y rediseño de la captación, conducción y planta de tratamiento del sistema de agua potable de la parroquia Sardinas, cantón El Chaco, provincia de Napo.			
Ubicación: Parroquia Sardinas, cantón El Chaco, provincia de Napo			
		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE CIVIL	
Contiene: Levantamiento Topográfico de la Línea de Conducción			
Lámina: 1 de 4	Lámina A1	Esc. Indicadas	Cod:T-01
Nombre: Mateo Yépez		Firma: <i>Mateo Yépez</i>	



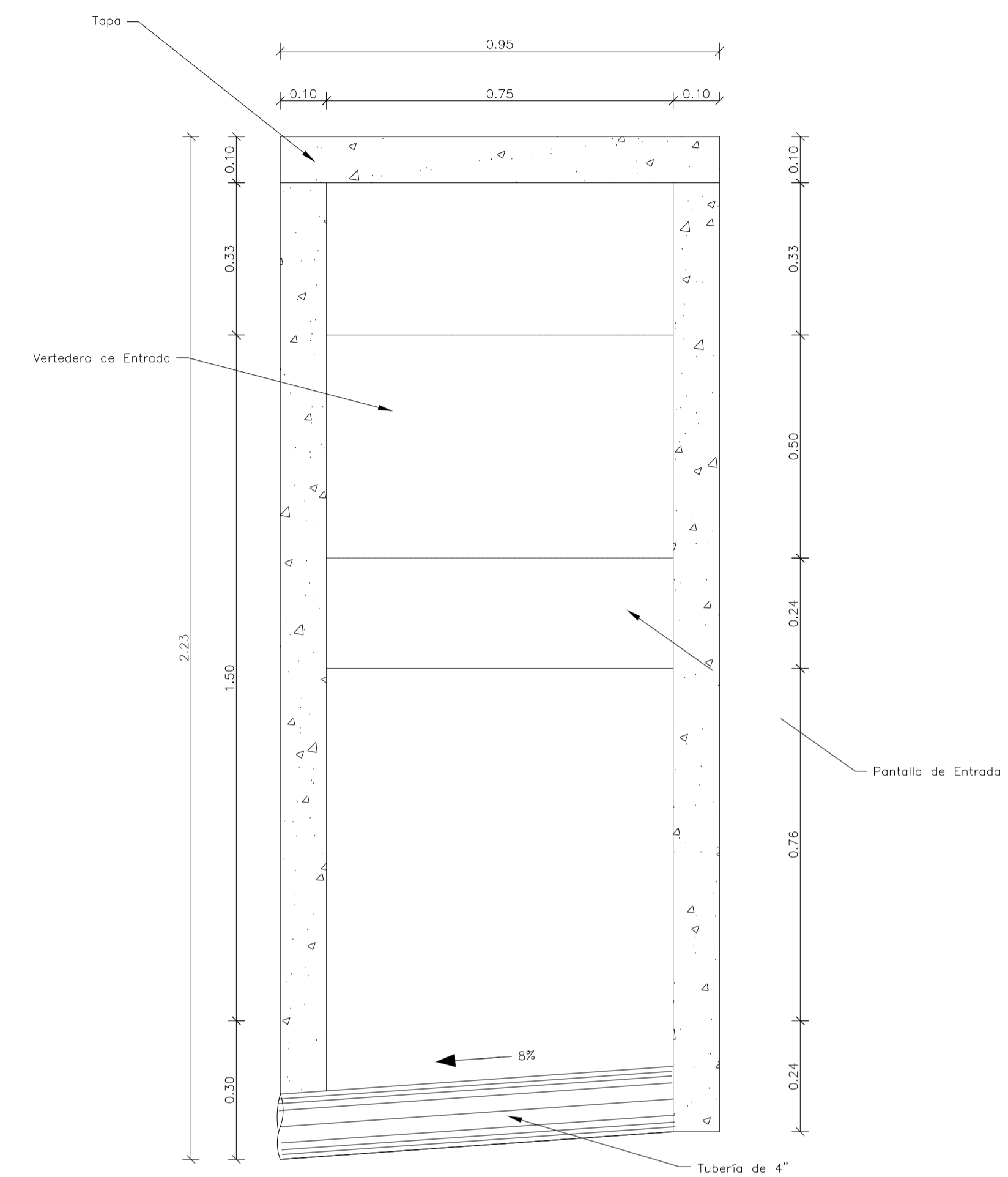
PROYECTO			
Evaluación y rediseño de la captación, conducción y planta de tratamiento del sistema de agua potable de la parroquia Sarinas, canton El Chaco, provincia de Napo.			
Ubicación: Parroquia Sardinas, cantón El Chaco, provincia de Napo			
		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR	
FACULTAD DE INGENIERÍA		ESCUELA DE CÍVIL	
Contiene: Obra de Toma			
Lámina: 2 de 4	Lámina A1	Esc. Indicadas	Cod:T-02
Nombre: Mateo Yépez		Firma: <i>Mateo Yépez</i>	



VISTA EN PLANTA
Esc: 1:10



CORTE A-A
Esc: 1:10



CORTE B-B
Esc: 1:10

PROYECTO
Evaluación y rediseño de la captación, conducción y planta de tratamiento del sistema de agua potable de la parroquia Sarinas, cantón El Chaco, provincia de Napo.

Ubicación: Parroquia Sardinas, cantón El Chaco, provincia de Napo



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CÍVIL

Contiene: Desarenador

Lámina: 3 de 4

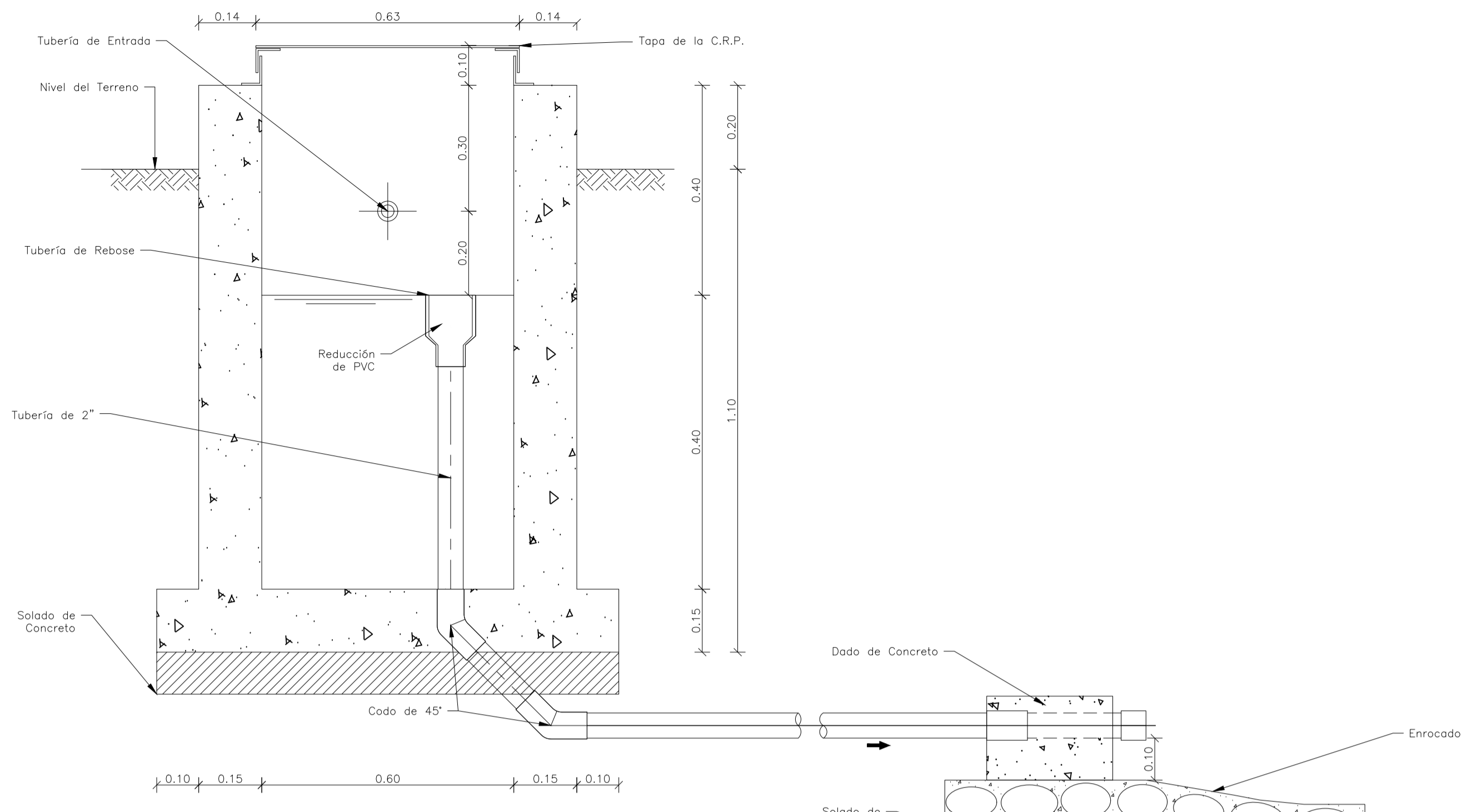
Lámina A1

Esc. Indicadas

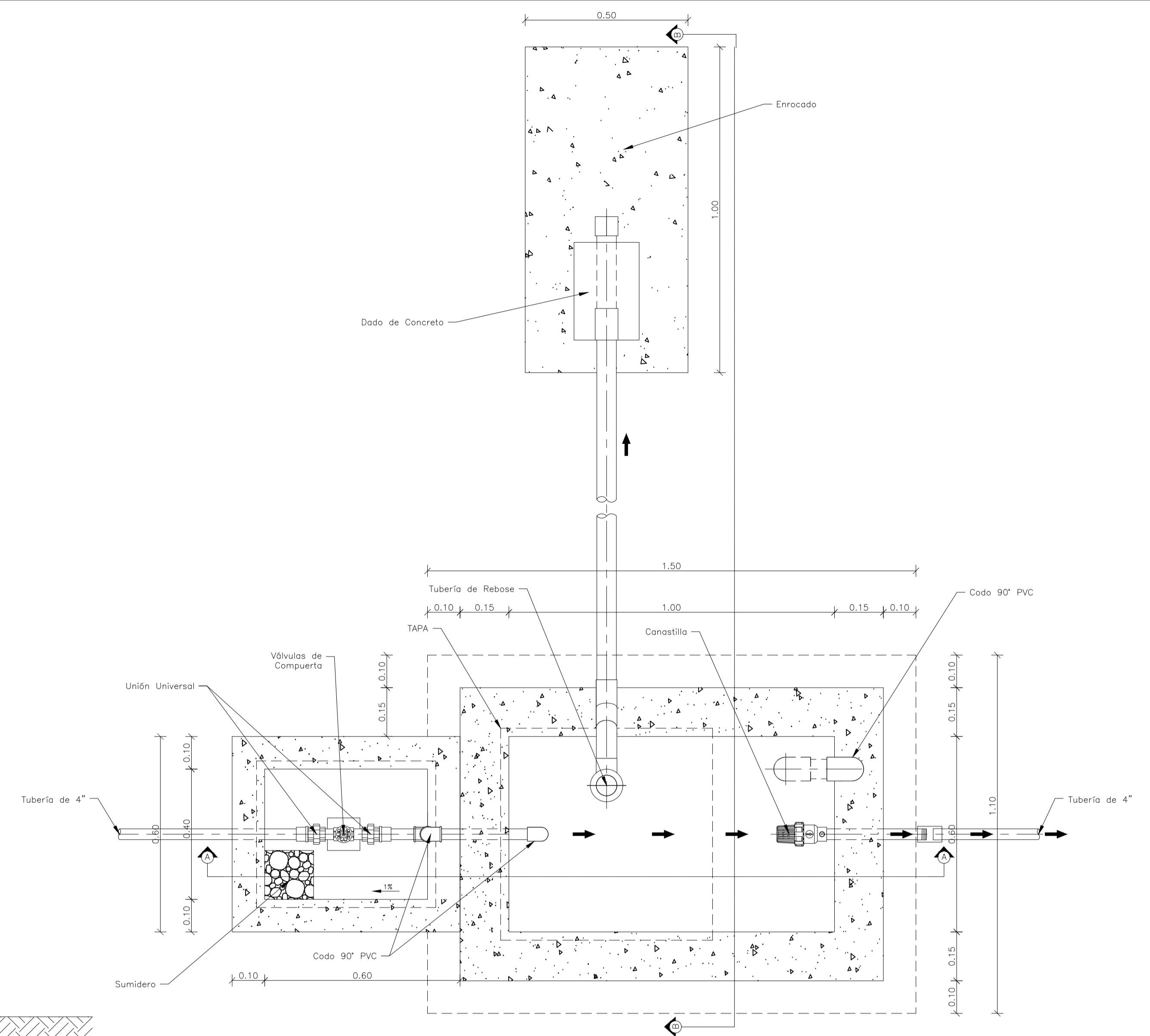
Cod:T-03

Nombre: Mateo Yépez

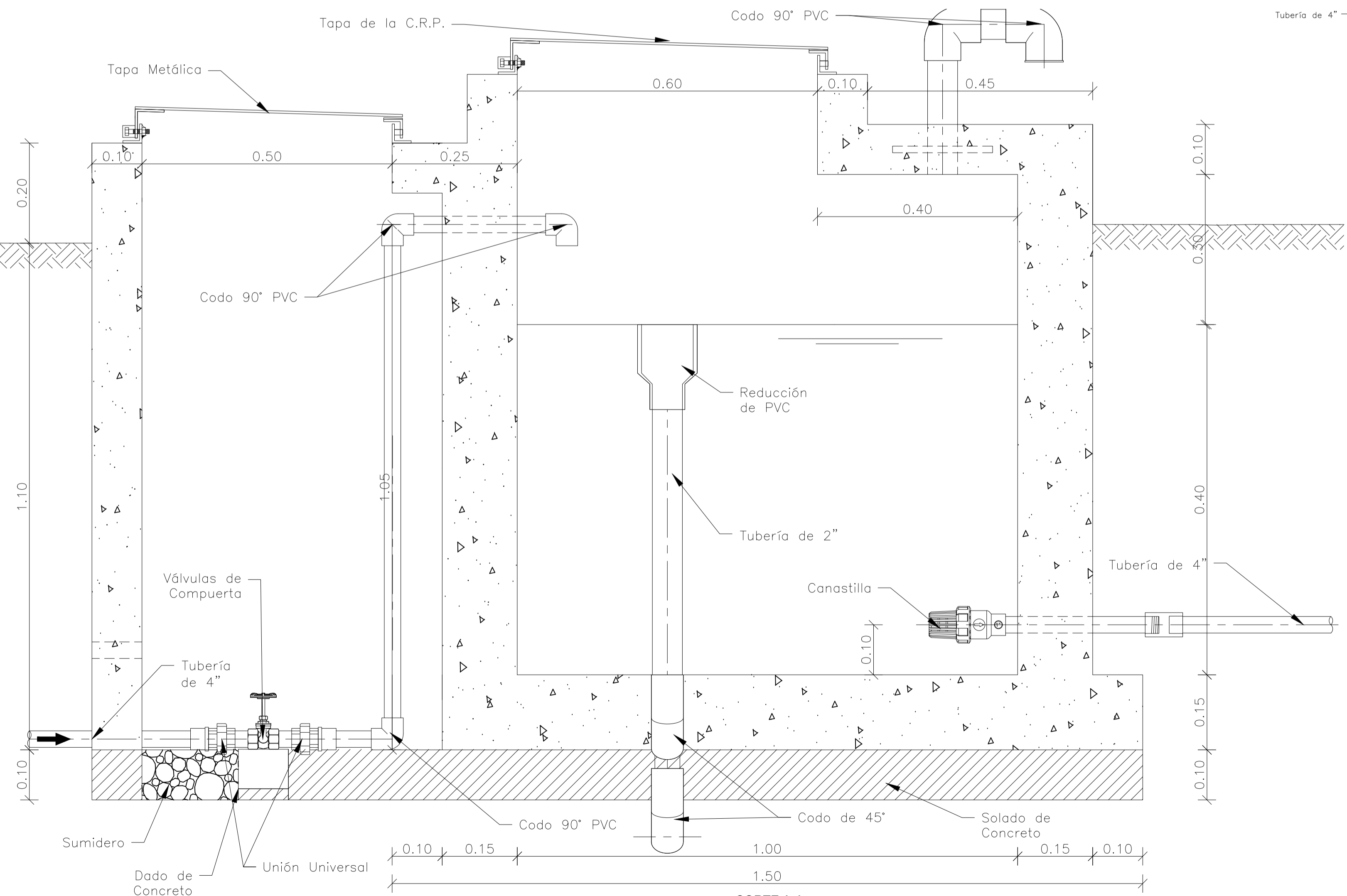
Firma: *Mateo Yépez*




CORTE B-B
Esc. 1:10



VISTA EN PLANTA
Esc. 1:10



CORTE A-A
Esc. 1:10

PROYECTO			
Evaluación y rediseño de la captación, conducción y planta de tratamiento del sistema de agua potable de la parroquia Sarinas, cantón El Chaco, provincia de Napo.			
Ubicación: Parroquia Sardinas, cantón El Chaco, provincia de Napo			
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE CÍVIL			
Contiene: Cámara Rompe Presión Tipo IV			
Lámina: 4 de 4	Lámina A1	Esc. Indicadas	Cod:T-04
Nombre: Mateo Yépez		Firma: <i>Mateo Yépez</i>	