

**Mejoramiento de Estructuras Hidráulicas para el Abastecimiento de Agua de la
Vereda El Bajo Boleo.**

Aguirre Arcos, Laura Nathalia.

Marmolejo Osorio, Juan Stevan.

Obando Gil, Yuliam Andrea.

Revelo Obando, Luisa Fernanda.

Vidal Zapata, Paula Andrea.

Pontificia Universidad Javeriana Cali.

Cali, Valle del Cauca.

Facultad de Ingeniería y Ciencias.

Diseño II.

2024.

Trabajo de Grado

**Mejoramiento de Estructuras Hidráulicas para el Abastecimiento de Agua de la
Vereda El Bajo Boleo.**

Dr.-Ing. Camilo Cañón.

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Cali, Valle del Cauca.

Facultad de Ingeniería y Ciencias.

Diseño II.

07 de agosto de 2024.

Contenido

| | |
|--|----|
| Resumen..... | 13 |
| 1. Introducción | 14 |
| 2. Antecedentes..... | 14 |
| 2.1 Descripción y ubicación del sistema actual..... | 15 |
| 2.2. Diagnóstico hidráulico | 19 |
| 2.3. Diagnóstico estructural..... | 19 |
| 3. Justificación | 23 |
| 4. Objetivos..... | 23 |
| 4.1. Objetivo general..... | 23 |
| 4.2. Objetivos específicos | 23 |
| 5. Metodología | 23 |
| 6. Marco legal | 25 |
| 7. Marco Teórico..... | 27 |
| 7.1. Estudio Hidrológico | 27 |
| 7.1.1. Información Pluviométrica..... | 27 |
| 7.1.2. Parámetros Físicos de la Cuenca | 22 |
| 7.1.3. Características de Relieve de la Cuenca | 24 |
| 7.1.4. Características del Sistema de Drenaje..... | 25 |
| 7.1.5. Tiempo de Concentración..... | 27 |
| 7.1.6 Intensidad media de la lluvia..... | 32 |
| 7.1.7. Coeficiente de Escurrimiento | 35 |
| 7.1.8. Caudal Mínimo | 36 |

| | |
|--|----|
| 7.1.9. Caudal Máximo | 38 |
| 7.2. Socavación | 39 |
| 7.2.1. Socavación General | 39 |
| 7.2.2. Socavación Local..... | 42 |
| 7.3. Modelación Cauce Principal HEC-RAS..... | 45 |
| 8. Proceso de Diseño..... | 54 |
| 8.1. Estimación de la población. | 54 |
| 8.1.1. Población actual..... | 54 |
| 8.1.2. Periodo de diseño..... | 55 |
| 8.1.3. Proyección poblacional..... | 55 |
| 8.2. Dotación..... | 57 |
| 8.2.1. Dotación neta máxima para la situación actual. | 57 |
| 8.3. Pérdidas..... | 58 |
| 8.4. Dotación bruta..... | 59 |
| 8.5. Caudal máximo diario..... | 60 |
| 8.6. Caudal de diseño | 61 |
| 8.7. Selección del tipo de captación..... | 61 |
| 8.8. Diseño bocatoma..... | 63 |
| 8.8.1. Diseño de presa..... | 64 |
| 8.8.2. Rejilla..... | 65 |

| | | |
|---------|---|-----|
| 8.8.3. | Canal de aducción..... | 67 |
| 8.8.4. | Cámara de recolección..... | 68 |
| 8.8.5. | Caudal de excesos..... | 69 |
| 8.8.6. | Determinación de niveles | 69 |
| 8.9. | Diseño del desarenador rectangular | 73 |
| 8.9.1. | Parámetros de entrada..... | 74 |
| 8.9.2. | Parámetros de sedimentación | 76 |
| 8.9.3. | Elementos del desarenador | 82 |
| 8.10. | Diseño desarenador circular..... | 94 |
| 8.10.1. | Dimensionamiento..... | 94 |
| 8.10.2. | Parámetros de sedimentación | 96 |
| | Diseño de vertederos | 97 |
| 8.10.3. | Diseño canal de recolección | 100 |
| 9. | Matriz de decisión..... | 104 |
| 10. | Diseño definitivo de la línea de aducción y conducción..... | 108 |
| 11. | Diseño estructural de los elementos definitivos..... | 111 |
| 11.1. | Diseño estructural de la cámara de recolección | 111 |
| 11.1.1. | Geometría y descripción | 111 |
| 11.1.2. | Normativa | 112 |
| 11.1.3. | Materiales | 112 |
| 11.1.4. | Cargas Consideradas..... | 113 |

| | | |
|----------|--|-----|
| 11.1.5. | Generalidades del Proyecto | 113 |
| 11.1.6. | Espectros De Diseño Nsr-10 Y Microzonificación Sísmica..... | 117 |
| 11.1.7. | Combinaciones de análisis y diseño | 117 |
| 11.1.8. | Análisis De Cargas De Presión..... | 118 |
| 11.1.9. | Diseño De Acero De Muros y Losas | 122 |
| 11.1.10. | Presión admisible del suelo | 124 |
| 11.2. | Diseño de muros | 125 |
| 11.2.1. | Diseño altura de muros | 126 |
| 11.3. | Diseño estructural del desarenador rectangular | 129 |
| 11.3.1. | Geometría y descripción..... | 129 |
| 11.3.2. | Normativa | 130 |
| 11.3.3. | Materiales | 131 |
| Nota: | | 131 |
| 11.3.4. | Cargas consideradas..... | 131 |
| 11.3.5. | Generalidades del proyecto..... | 131 |
| 11.3.6. | Análisis de cargas de presión..... | 132 |
| 11.3.7. | Diseño de acero en muros y losa | 133 |
| 11.3.8. | Planos de despiece y detalles de flejado de acero de refuerzo longitudinal y transversal | 135 |
| 12. | Análisis presupuestal | 136 |

| | | |
|-----|-----------------------|-----|
| 13. | Conclusiones | 138 |
| 14. | Recomendaciones | 139 |
| | Referencias..... | 141 |

Índice de figuras

| | | |
|------------------|--|----|
| Figura 1. | Ruta Cali-El Bajo Boleo..... | 15 |
| Figura 2. | Tanques de almacenamiento del sistema actual. | 16 |
| Figura 3. | Bocatoma del sistema actual. | 17 |
| Figura 4. | Desarenador del sistema actual. | 17 |
| Figura 5. | Recorrido por el sistema actual. | 18 |
| Figura 6. | Cámara de quiebre, vista frontal y lateral..... | 20 |
| Figura 7. | Conexiones hidráulicas..... | 20 |
| Figura 8. | Desarenador, acercamiento en estructura | 21 |
| Figura 9. | Cámara de recolección, vista superior y lateral..... | 21 |

| | |
|--|----|
| Figura 10. Rejilla en bocatoma de fondo | 22 |
| Figura 11. Esquema con fases de desarrollo del Proyecto. | 24 |
| Figura 12. Estaciones climatológicas de la cuenca del Darién CVC..... | 27 |
| Figura 13. Delimitación de la cuenca mediante curvas de nivel. Escala 1:5000..... | 22 |
| Figura 14. Orden de corrientes. | 23 |
| Figura 15. Perfil del cauce principal..... | 26 |
| Figura 16. Tiempo de concentración por autor. | 31 |
| Figura 17. Regiones en Colombia para definición de a, b, c y d. | 33 |
| Figura 18. Curvas I-d-Tr, Región Andina (R1)..... | 34 |
| Figura 19. Coeficientes de escurrimiento. | 36 |
| Figura 20. Resultados estadísticos de la socavación general..... | 41 |
| Figura 21. Resultados estadísticos de la socavación local..... | 44 |
| Figura 22. Sacos de gaviones, como alternativa de solución a la socavación. | 45 |
| Figura 23 Curvas de nivel, Mapa de Drenaje y Cauce Principal Escala 1:1000 | 46 |
| Figura 24 Perfil Cauce Principal Escenarios Q_{min} , Q_{max} y Q_{med} | 47 |
| Figura 25 Perfil Cauce Principal Para el Q_{min} | 47 |
| Figura 26 Perfil Cauce Principal Para el Q_{med} | 48 |
| Figura 27 Perfil Cauce Principal Para el Q_{max} | 48 |
| Figura 28 Sección Transversal K 0+000 Para los Escenarios Q_{min} , Q_{max} y Q_{med} | 49 |
| Figura 29 Sección Transversal Para Q_{min} | 49 |
| Figura 30 Sección Transversal Para el Q_{med} | 50 |
| Figura 31 Sección Transversal Para Q_{max} | 50 |
| Figura 32. Clasificación de las pérdidas. | 59 |

| | |
|--|-----|
| Figura 33. Vista longitudinal del sistema de rejilla..... | 66 |
| Figura 34. Vista longitudinal del sistema de cámara de recolección. | 68 |
| Figura 35. Vista en planta del sistema | 71 |
| Figura 36. Vista perfil de diseño de bocatoma..... | 72 |
| Figura 37. Vista perfil en planta del desarenador..... | 73 |
| Figura 38. Vista perfil en planta del desarenador..... | 73 |
| Figura 39. Velocidad de sedimentación en función del diámetro de partícula. | 77 |
| Figura 40. Vertedero triangular. | 98 |
| Figura 41. Vista en perfil desarenador circular. | 103 |
| Figura 42. Vista en planta del desarenador circular. | 103 |
| Figura 43. Vista en perfil desarenador circular. | 104 |
| Figura 44. Esquema general de la línea de aducción. | 109 |
| Figura 45. Escenario 1 de modelación..... | 109 |
| Figura 46. Escenario 2 de modelación..... | 110 |
| Figura 47. Modelo en SAP | 112 |
| Figura 48. Cuña activa triangular determinada por la superficie del suelo, el plano de falla y el muro. | 115 |
| Figura 49. Análisis sísmico de la zona..... | 117 |
| Figura 50. Distribución Vertical de Fuerzas Para Muros (S11) condición 1. | 119 |
| Figura 51. Distribución Vertical de Fuerzas Para Muros (S22) condición 1. | 119 |
| Figura 52. Distribución Vertical de Fuerzas Para Muros (S11) condición 2. | 120 |
| Figura 53. Distribución Vertical de Fuerzas Para Muros (S22) condición 2. | 120 |
| Figura 54. Distribución Vertical de Esfuerzos (S11) Muros condición3. (Ton/m2) | 121 |

| | |
|--|-----|
| Figura 55. Distribución Vertical de Esfuerzos (S22) Muros Condición3. (Ton/m2)..... | 121 |
| Figura 56. Presión sobre el suelo en la losa de fondo. T/m2 | 124 |
| Figura 57. Modelación del vertedero en HCanales..... | 127 |
| Figura 58. Dimensiones del muro a gravedad | 128 |
| Figura 59. Despiece de acero muro a gravedad. | 129 |
| Figura 60. Modelo base generado en SAP200..... | 130 |
| Figura 61. Esfuerzos y deformaciones producidas en la estructura del desarenador a) Condición 1: Presión del suelo; b) Condición 2: Presión del agua; c) Presión del agua y presión del suelo. | 132 |
| Figura 62. Protección de concreto para el refuerzo en estructuras ambientales | 133 |
| Figura 63. Diseño y detalles estructurales del desarenador | 135 |
| Figura 64. Detalles de flejado para el acero de refuerzo | 136 |

Índice de tablas

| | |
|--|----|
| Tabla 1. Ubicación de los elementos del sistema. | 18 |
| Tabla 2. Normativa de referencia. | 25 |
| Tabla 3. Datos estación climatológica “El Darién” Tomado de CVC. | 27 |

| | |
|---|----|
| Tabla 4. Precipitaciones máximas mensuales multianuales CVC..... | 28 |
| Tabla 5. Parámetros físicos de la cuenca..... | 24 |
| Tabla 6. Características del sistema de drenaje..... | 27 |
| Tabla 7. Tiempo de concentración..... | 30 |
| Tabla 8. Coeficiente de variación..... | 31 |
| Tabla 9. Precipitación anual máxima en 24 horas. | 32 |
| Tabla 10. Intensidad <i>máxima -duración-periodo de retorno, Región Andina (RI)</i> | 34 |
| Tabla 11. Precipitación mínima y caudal mínimo..... | 38 |
| Tabla 12. Resultados de socavación local..... | 41 |
| Tabla 13. Resultados de socavación local..... | 43 |
| Tabla 14 Resultados Parámetros Hidráulicos..... | 51 |
| Tabla 15. Datos de proyección poblacional. | 57 |
| Tabla 16. Dotación neta máxima para subsistencia de familia rural (2024). | 58 |
| Tabla 17. Dotación para uso escolar (2024). | 58 |
| Tabla 18. Resumen de cálculos para situación actual (2024) y proyectada (2049). | 61 |
| Tabla 19. Dimensiones de estructuras hidráulicas..... | 70 |
| Tabla 20. Características de la rejilla..... | 70 |
| Tabla 21. Características de la tubería de excesos..... | 71 |
| Tabla 22. Determinación de niveles asociados a la estructura hidráulica..... | 71 |
| Tabla 23. Parámetros de entrada..... | 74 |
| Tabla 24. Dimensiones del desarenador rectangular..... | 81 |
| Tabla 25. Cotas de interés del desarenador rectangular..... | 81 |
| Tabla 26. Resultados de los parámetros de sedimentación del desarenador. | 91 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 27. Resultados de diseño para el vertedero de salida. | 91 |
| Tabla 28. Resultados de diseño para la pantalla de salida..... | 92 |
| Tabla 29. Resultados de diseño para la pantalla de entrada. | 92 |
| Tabla 30. Resultados de diseño para la zona de almacenamiento de lodos. | 92 |
| Tabla 31. Resultados de diseño para la cámara de aquietamiento. | 92 |
| Tabla 32. Resultados de diseño para el vertedero de entrada..... | 92 |
| Tabla 33. Resultados para la estimación del tiempo de vaciado de lodos..... | 93 |
| Tabla 34. Resultados de las dimensiones del desarenador. | 101 |
| Tabla 35. Resultados de las dimensiones de los vertederos. | 102 |
| Tabla 36. Resultados de las dimensiones del canal de recolección..... | 102 |
| Tabla 37. Matriz de decisiones..... | 107 |
| Tabla 38. Cargas vivas | 113 |
| Tabla 39. Coeficientes de empuje activo, pasivo y en reposo..... | 114 |
| Tabla 40. Combinaciones de carga diseño | 118 |
| Tabla 41. Cuantías mínimas de retracción de fraguado y variación de temperatura. | 122 |
| Tabla 42. Cantidad de acero requerido..... | 123 |
| Tabla 43. Factores de seguridad para la condición estática, seudo-estática y el escenario de construcción, según la NSR-10..... | 125 |
| Tabla 44. Características del suelo de cimentación y relleno..... | 126 |
| Tabla 45. Factores de seguridad para la condición seudoestática. | 128 |
| Tabla 46. Resumen del acero requerido por metro lineal para cada sección (cm ² /m) ... | 133 |
| Tabla 47. Acero de refuerzo para secciones del desarenador | 134 |
| Tabla 48. Presupuesto general del proyecto | 137 |

Resumen

Este proyecto tiene como objetivo mejorar la continuidad, calidad y cantidad del servicio de abastecimiento de agua en la población de El Bajo Boleo mediante el rediseño de la bocatoma y el desarenador existentes. La metodología de este se estructura en tres etapas fundamentales. La primera etapa incluye la delimitación del problema y la recopilación de información en campo para identificar las necesidades y deficiencias del sistema actual. En la segunda fase, se lleva a cabo un estudio hidrológico y el diseño de los elementos necesarios para optimizar el sistema. Finalmente, la tercera etapa abarca el análisis de los resultados por medio de una matriz de decisiones y la elaboración del presupuesto, con el fin de formular conclusiones y recomendaciones para su implementación. Este enfoque propone intervenciones efectivas, sostenibles y viables en términos económicos y temporales, contribuyendo a un mejor servicio de agua para la comunidad de El Bajo Boleo.

Palabras clave: Bocatoma, desarenador, caudal, El Bajo Boleo, abastecimiento.

1. Introducción

En la vereda El Bajo Boleo, Calima - Valle del Cauca, el abastecimiento de agua es un problema que se intensifica con el crecimiento y desarrollo de la población, la mala distribución del recurso, la limitación del capital y las negligencias gubernamentales que han dificultado a lo largo del tiempo el desarrollo de potenciales obras que mejoren la calidad de vida de las personas, e impulsen el desarrollo social y económico.

Ante este contexto desafiante, surge la necesidad de diseñar e implementar una solución efectiva y sostenible para mejorar el abastecimiento de agua en la vereda. Dicha propuesta consiste en el rediseño de estructuras hidráulicas existentes como la bocatoma de fondo, que permitirá optimizar la cantidad captada del recurso hídrico, y el desarenador, que mejorará la calidad del agua, garantizando un suministro adecuado y más equitativo para toda la comunidad.

En síntesis, esta iniciativa no solo busca abordar las necesidades inmediatas del recurso hídrico, sino también contribuir al desarrollo integral de la vereda, promoviendo la sostenibilidad ambiental y el bienestar de sus habitantes.

2. Antecedentes

La comunidad de la vereda El Bajo Boleo, situada al nororiente del embalse del Calima en el municipio de Darién, cuenta con un sistema de abastecimiento de agua diseñado y construido hace aproximadamente treinta años, para el riego de plantaciones y suministro a 20 familias.

Actualmente, la comunidad enfrenta problemas relacionados con el suministro de agua, por el aumento demográfico y el manejo deficiente del recurso. Estos desafíos se ven agravados por cambios en las actividades económicas de la región. La transición de cultivos tradicionales,

como el café, hacia otros como el plátano, y el surgimiento de nuevas prácticas como la ganadería, ha ocasionado un incremento en la utilización de agua por parte de las familias involucradas en estas actividades.

Por otro lado, la carencia de sistemas de micro medición impide un control efectivo del consumo, generando complicaciones en la toma de decisiones relacionadas con la gestión del recurso.

2.1 Descripción y ubicación del sistema actual

La vereda El Bajo Boleo está ubicada al nororiente del embalse del Calima, aproximadamente a 4.4 kilómetros del municipio El Darién y a una distancia de 85 kilómetros de la ciudad de Cali, Valle del Cauca (Figura 1).

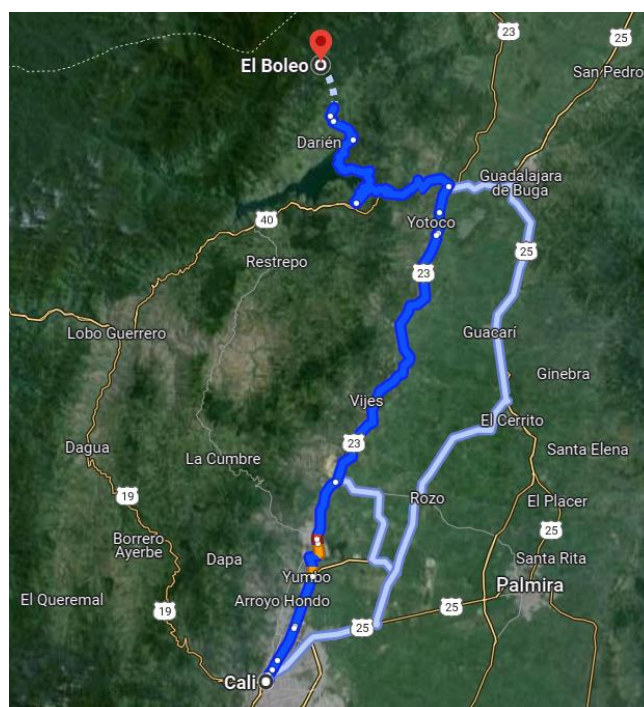


Figura 1. Ruta Cali-El Bajo Boleo

Fuente: Google Maps

El sistema actual cuenta con tres tanques de almacenamiento, los cuales cuentan con una capacidad de 10.000 litros cada uno (Figura 2); mediante estos se realizan las conexiones y la distribución del servicio domiciliario.



Figura 2. Tanques de almacenamiento del sistema actual.

Además, cuenta con una bocatoma (Figura 3) ubicada a 0,48 km del desarenador y a una elevación de 1,888 metros sobre el nivel del mar (msnm). El desarenador (Figura 4) y la caseta de cloración se encuentran fuera de servicio por falta de conocimiento técnico y en condición de servidumbre. Estos elementos están a una distancia de 0,93 km de la cámara de quiebre y los tanques de almacenamiento, con elevaciones de 1,695 y 1,692 msnm, respectivamente. El sistema se abastece del cuerpo de agua de la quebrada La Berriadora, que se origina a 2,450 msnm y desemboca a 1,500 msnm en el Río Calima. Cabe resaltar que la información suministrada con respecto a las elevaciones de los elementos del sistema fue levantada en campo por el grupo de trabajo mediante el uso de herramientas de geolocalización para teléfonos celulares, que brindan las coordenadas y

elevaciones correspondientes a puntos específicos de estudio (Figura 5). La anterior información se resume en la Tabla 1.



Figura 3. Bocatoma del sistema actual.



Figura 4. Desarenador del sistema actual.



Figura 5. Recorrido por el sistema actual.

Tabla 1. Ubicación de los elementos del sistema.

| <i>Estructura</i> | <i>Elevación (msnm)</i> | <i>Distancia (m)</i> |
|---------------------------|-------------------------|----------------------|
| Bocatoma | 1,888 | k0 + 000 |
| | | 480 |
| Desarenador | 1,816 | k0 + 480 |
| | | 430 |
| Caseta de cloración | 1,81 | k0 + 910 |
| | | 930 |
| Cámara de quiebre | 1,695 | k1 + 021 |
| | | 3 |
| Tanques de almacenamiento | 1,692 | k1 + 024 |

Se destaca que la accesibilidad a los componentes del sistema de abastecimiento de agua está limitada, ya que el camino hacia la bocatoma no ofrece condiciones seguras. Además, el desarenador se encuentra en una zona de servidumbre y no dispone de espacio para su expansión.

2.2. Diagnóstico hidráulico

La estructura actual fue diseñada en 1980, cuando la población consistía en un total de 20 familias. No se dispone de información precisa sobre las condiciones bajo las cuales estas estructuras fueron diseñadas. Sin embargo, en la actualidad se ha determinado, mediante un aforo en campo, que a la cámara de quiebre ubicada antes de los tanques de almacenamiento llega un caudal de 3.76 L/s.

Según información proporcionada por el representante de la comunidad, el agua proveniente de la red de abastecimiento no satisface las necesidades vitales de los habitantes debido a las intermitencias en el servicio. Considerando esta situación, se ha llevado a cabo un análisis de la dotación real requerida para la población actual, concluyéndose que el caudal disponible es suficiente para cubrir la demanda sin considerar las actividades productivas del sector. No obstante, se debe realizar una revisión de las actividades productivas de las familias, complementada con un análisis de las posibles pérdidas en la red de abastecimiento. Estos estudios sirvieron como base para desarrollar un diseño que no solo garantice la dotación necesaria para cubrir las necesidades actuales, sino que también asegure la subsistencia de una familia rural. Este diseño contempló el consumo humano, además del agua requerida para el cuidado de animales y el riego de plantas, ofreciendo un enfoque integral que atienda de manera eficiente las demandas específicas de la comunidad.

2.3. Diagnóstico estructural

El diagnóstico estructural se realizó mediante inspección visual, esto teniendo en cuenta la disponibilidad de recursos durante la visita en campo, por lo cual no fue posible

la toma de muestras para ensayos ni el uso de equipo especializado para identificación de patologías estructurales o ensayos no destructivos in situ.



Figura 6. Cámara de quiebre, vista frontal y lateral



Figura 7. Conexiones hidráulicas.



Figura 8. Desarenador, acercamiento en estructura



Figura 9. Cámara de recolección, vista superior y lateral.



Figura 10. Rejilla en bocatoma de fondo

Mediante la observación del estado físico de las estructuras, se identificaron signos de deterioro defectos que pueden afectar el desempeño de las estructuras del sistema de abastecimiento en el mediano y largo plazo, como:

- Aparición de grietas/fisuras longitudinales o transversales que pueden indicar movimientos estructurales o asentamientos diferenciales, cambios de presión o presencia excesiva de humedad: Figura 6 y Figura 7
- Presencia de áreas con concreto deteriorado, con signos de desgaste, pérdida de agregados o desintegración: Figura 8
- Estado de oxidación en tuberías, lo cual debilita su estructura y puede generar filtraciones de agua: Figura 7
- Deterioro causado por agentes biológicos como algas y hongos que afectan las superficies de contacto: Figura 9
- Ausencia de elementos de anclaje en la rejilla: Figura 10

Es importante destacar que este diagnóstico no contempla lesiones provocadas por eventos aislados, como sismos, accidentes por uso de elementos contundentes, deslizamientos, entre otros, que no sean producto del uso continuo de la estructura.

3. Justificación

Este proyecto se fundamenta en la necesidad de mejorar el abastecimiento de agua en la población de El Bajo Boleo. El proyecto no solo aborda una demanda vital de la comunidad, sino que también satisface los criterios académicos exigidos para la obtención del título profesional en ingeniería civil de la Pontificia Universidad Javeriana Cali.

4. Objetivos

4.1. Objetivo general

Mejorar la continuidad, calidad y cantidad del servicio de abastecimiento de agua en la población de El Bajo Boleo, mediante el rediseño de estructuras hidráulicas existentes como la bocatoma y el desarenador.

4.2. Objetivos específicos

1. Realizar un análisis hidrológico detallado de la cuenca generadora.
2. Elaborar los diseños hidráulicos y estructurales de la bocatoma y el desarenador.
3. Detallar la programación y presupuesto del proyecto.

5. Metodología

Para alcanzar el objetivo general propuesto, se ha estructurado el desarrollo del proyecto en tres etapas fundamentales (Figura 11). En primer lugar, se lleva a cabo la delimitación del problema y la recopilación de información inicial, la segunda fase se centra en el diseño de los

elementos necesarios para mejorar el sistema de abastecimiento de agua potable desde la captación. Por último, la tercera fase comprende el análisis de los resultados obtenidos, con el propósito de elaborar conclusiones y formular recomendaciones pertinentes para futuras implementaciones en el proyecto en cuestión.

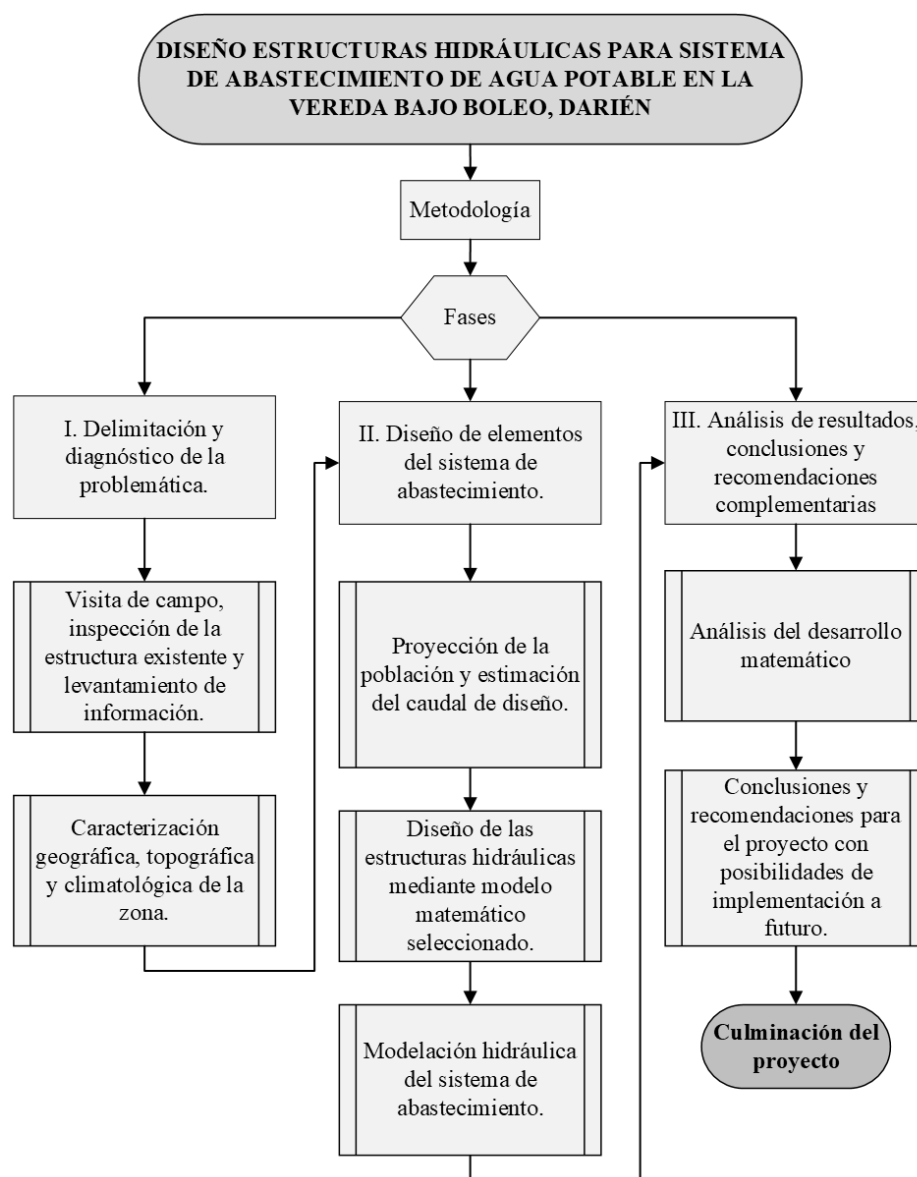


Figura 11. Esquema con fases de desarrollo del Proyecto.

Nota: Elaboración propia.

6. Marco legal

La normativa usada durante todas las fases del proyecto se relaciona en la Tabla 2.

Tabla 2. Normativa de referencia.

| <i>Resolución</i> | <i>Fecha</i> | <i>Nombre</i> | <i>Entidad</i> | <i>Resumen</i> |
|-------------------|-------------------------|---|---|--|
| Resolución 0799 | 09 de diciembre de 2021 | Por la cual se modifica la Resolución 0330 de 2017 - Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS). | Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio | Se propone una modificación al Reglamento Técnico para el Sector Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS) de la Resolución 0330 de 2017, para reforzar la protección de las tuberías de agua potable. Las propuestas incluyen aumentar la distancia mínima entre tuberías de agua y alcantarillado, establecer requisitos de protección en cruces y zonas de riesgo, ampliar los materiales anticorrosión permitidos y definir medidas contra vibraciones, excavaciones, daños, contaminación y manipulación no autorizada, asegurando la calidad del agua. |
| Resolución 0330 | 08 de junio de 2017 | Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS y se derogan las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005 y 2320 de 2009. | Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio | Establece los requisitos mínimos para todas las fases involucradas en la gestión de la infraestructura de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Su objetivo principal es asegurar la calidad, eficacia y durabilidad de estos servicios, revocando disposiciones previas y aplicándose a todos los actores pertinentes, incluyendo proveedores, organismos reguladores y autoridades locales. |

| | | | | |
|-----------------|-------------------------|--|--|--|
| Resolución 0844 | 08 de noviembre de 2018 | Por la cual se establecen los requisitos técnicos para los proyectos de agua y saneamiento básico de zonas rurales que se adelanten bajo los esquemas diferenciales definidos en el Capítulo 1, del Título 7, de la Parte del Libro 2 del Decreto número 1077 de 2015. | Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio | Define los criterios técnicos para las etapas de perfil, planificación, construcción, operación y mantenimiento de infraestructura de agua potable y saneamiento básico en zonas rurales. Estos se ajustan a esquemas diferenciados según el Decreto 1077 de 2015 y las Resoluciones 330 y 501 de 2017, o normativas que las actualicen. |
| NSR-10 | Enero de 2010 | Reglamento colombiano de construcción sismo resistente | Ministerio de Vivienda, Ciudad y Desarrollo Territorial, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica | Contiene lineamientos técnicos de cálculo estructural y buena praxis de ejecución, que garanticen que las edificaciones cumplan con estándares de calidad y seguridad. Además, este reglamento regula las condiciones que deben cumplir las estructuras con el fin de que la respuesta a un sismo sea favorable. |
| AIS 180-13 | Enero de 2013 | Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones | Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica | Presenta recomendaciones adaptadas al contexto colombiano para los requisitos establecidos en el documento ASCE 7-10 (ASCE, 2010), enfocado en el diseño de estructuras que no hacen parte de edificaciones. |

Nota: elaboración propia.

7. Marco Teórico

7.1. Estudio Hidrológico

7.1.1. Información Pluviométrica

Para el estudio hidrológico se requirieron datos de precipitación en la zona de estudio, los cuales fueron obtenidos mediante el portal hidro climatológico de la corporación autónoma del Valle del Cauca (CVC). La cuenca del Calima cuenta con tres estaciones climatológicas y de ellas se seleccionó la denominada “El Darién” (Figura 12) por su cercanía al a zona de estudio, además de su robustez en series datos pluviométricos. Para este caso de estudio se usaron datos de precipitación diaria máxima.



Figura 12. Estaciones climatológicas de la cuenca del Darién CVC.

Tabla 3. Datos estación climatológica “El Darién” Tomado de CVC.

| Estación El Darién | |
|---------------------------|---------------|
| Código | 5421200206 |
| Municipio | Calima |
| Cuenca | Calima |
| Coord. Este | 1065389.338 |
| Coord. Norte | 926307.8852 |
| Categoría | Climatológica |
| Entidad | CVC |
| Fecha Inicio | 31-may-95 |

Para posteriores análisis los datos de la precipitación diaria se organizaron de tal forma que se pueda identificar una serie de precipitaciones diaria máximas mensuales multianuales como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4. Precipitaciones máximas mensuales multianuales CVC.

| Serie De Precipitaciones Diarias Máximas Mensuales Multianuales | | | | | | | | | | | | | |
|--|--------------|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|--------------|---------------|-------------------|----------------|------------------|------------------|--------------|
| Año | ENERO | FEBRERO | MARZO | ABRIL | MAYO | JUNIO | JULIO | AGOSTO | SEPTIEMBRE | OCTUBRE | NOVIEMBRE | DICIEMBRE | ANUAL |
| 2009 | 30 | 13 | 68 | 39 | 15 | 31 | 37 | 30 | 18 | 60 | 39 | 47 | 68 |
| 2010 | 2 | 58 | 42 | 67 | 77 | 36 | 46 | 55 | 26 | 35 | 52 | 39 | 77 |
| 2011 | 22 | 28 | 25 | 30 | 39 | 42 | 23 | 36 | 49 | 47 | 49 | 2 | 49 |
| 2012 | 24 | 46 | 37 | 36 | 32 | 34 | 30 | 44 | 7 | 26 | 22 | 25 | 46 |
| 2013 | 18 | 20 | 40 | 19 | 39 | 43 | 5 | 27 | 36 | 41 | 17 | 22 | 43 |
| 2014 | 56 | 43 | 23 | 42 | 25 | 9 | 18 | 32 | 29 | 37 | 25,8 | 13,4 | 56 |
| 2015 | 16,2 | 13,8 | 7,8 | 7,6 | 5,6 | 5 | 3,8 | 2,6 | 8,6 | 5 | 6,4 | 2,4 | 16,2 |
| 2016 | 4,8 | 3,6 | 4,6 | 11,8 | 12,4 | 6,8 | 5,8 | 2 | 8 | 8 | 10 | 20,6 | 20,6 |
| 2017 | 12 | 8,6 | 18,4 | 33,6 | 5,4 | 10,2 | 9 | 22,8 | 29 | 11,6 | 27 | 44 | 44 |
| 2018 | 12 | 8,4 | 12,2 | 38 | 6 | 30 | 10 | 7,8 | 4,2 | 9,8 | 24,4 | 3,6 | 38 |
| 2019 | 12,4 | 9,4 | 7,2 | 9,6 | 5,8 | 4,2 | 8 | 0,4 | 15,2 | 27,6 | 9,6 | 4,2 | 27,6 |
| 2020 | | 9,4 | 4,8 | | | | | 0 | 43 | 4 | 8 | 7,4 | 43 |
| 2021 | 1,6 | 9,6 | 12 | 8,2 | 33,6 | 8,6 | 14,6 | 3,6 | 7,8 | 13 | 11,2 | 6 | 33,6 |
| 2022 | 5,2 | 12,2 | 9,2 | 12,4 | | 0 | | 1 | 7,6 | 10,2 | 9,4 | 13 | 13 |
| 2023 | 21 | 26 | 43 | 29 | 12,8 | 5 | 6 | 5 | 7,2 | 24 | 31 | 13 | 43 |

7.1.2. *Parámetros Físicos de la Cuenca*

Los parámetros morfo métricos caracterizan rasgos geomorfológicos en valores numéricos que permiten clasificar una cuenca. Para estudiar la morfometría de la cuenca de la quebrada La Berreadora se utilizó el sistema de información geográfica QGIS en el que se estudiaron insumos del mapa de elevación del Valle del Cauca, así como el de drenaje permitiendo delimitar el área de interés así. Se debe aclarar que el análisis de la cuenca se hace únicamente hasta la bocatoma como punto de cierre

La delimitación de la cuenca se realizó de forma manual con ayuda de las curvas de nivel generadas mediante el mapa de elevación digital. El método consiste en trazar una poligonal que abarque toda la red hídrica que alimenta el cauce que es identificada con las alturas máximas del relieve o cambios de pendiente en los que la precipitación empiece a tributar esorrentía a la cuenca, tal como se observa en la Figura 13.

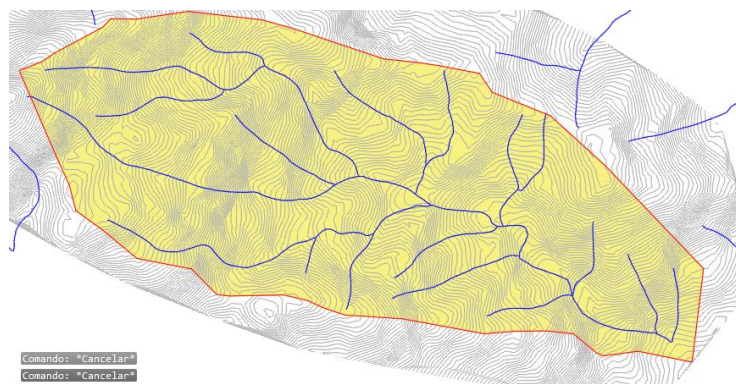


Figura 13. Delimitación de la cuenca mediante curvas de nivel. Escala 1:5000

Orden de corrientes de la cuenca

El orden de corrientes permite clasificar los ríos que tributan al cauce principal y caracterizar la ramificación de los cauces de una cuenca. Para este estudio se realizó la caracterización de forma manual a partir del mapa de drenaje tal como se observa en la Figura 14.

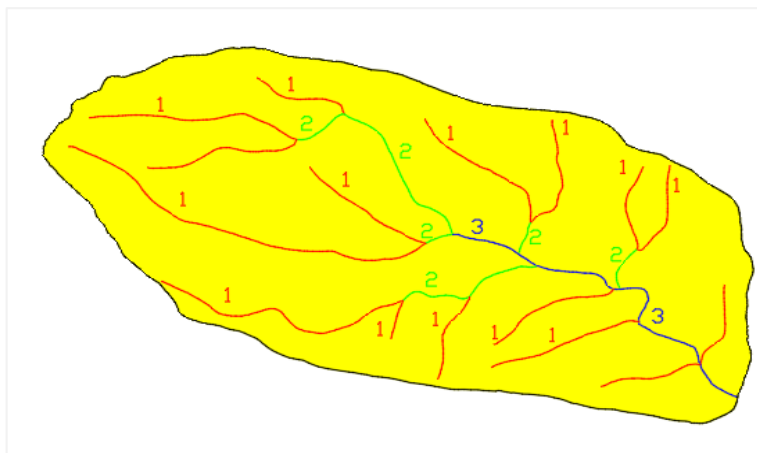


Figura 14. Orden de corrientes.

Área de drenaje de la cuenca (Ac)

El área de drenaje es toda aquella zona de un terreno que recoja la escorrentía que se produce en una cuenca hidrográfica y se analiza sobre un punto de concentración específico (para este caso de estudio fue la ubicación de la bocatoma) sobre el cauce principal en estudio el valor de este parámetro fue obtenido mediante el software hidrológico QGIS, el valor de este parámetro se encuentra en la Tabla 5.

Perímetro de la cuenca (P)

El perímetro de una cuenca es un parámetro que por sí solo no traduce nada, Sin embargo, es un insumo para el cálculo de los parámetros de forma, el valor de este parámetro se encuentra en la Tabla 5.

Longitud y Ancho de la cuenca (w)

La longitud es la distancia paralela al flujo del cauce principal desde el punto más alejado del mismo hasta el punto de cierra de la cuenca. Por otra parte, el ancho es la relación entre el área de la cuenca y la longitud de esta. Los valores correspondientes a estos parámetros se resumen en la siguiente tabla: Estas características fueron tomadas del programa informático Q- GIS, en donde se obtuvo la longitud de la cuenca mediante la relación entre el área y le ancho de la misma.

Tabla 5. Parámetros físicos de la cuenca.

| Área (km²) | Perímetro (km) | Longitud (Km) | Ancho (Km) |
|----------------------------------|---------------------------|--------------------------|-------------------|
| 2.235 | 6.39 | 2.11 | 1.06 |

7.1.3. Características de Relieve de la Cuenca

El relieve de una cuenca determina con mayor influencia su comportamiento hidrológico, se afirma que entre más empinado sea el relieve menos será el lapso de concentración de la esorrentía.

Pendiente media de la cuenca

La pendiente determina la erosión o sedimentación de un terreno, pues altas pendientes generan erosión mientras que las regiones llanas presentan problemas de sedimentación y drenaje. El valor de la pendiente media de la cuenca se obtuvo mediante de la herramienta de estadísticas zonales de QGIS y su valor es 36,23 %.

7.1.4. Características del Sistema de Drenaje

Longitud del cauce (L)

La longitud del cauce es la medida desde el punto de concentración en estudio hasta el punto más alejado del cauce principal dentro de la cuenca. Este parámetro se estableció mediante la herramienta de QGIS trazando una línea sobre el cauce principal identificado, obteniendo el resultado que se encuentra en la Tabla 6.

Perfil del cauce

El perfil longitudinal del cauce muestra las variaciones de altura sobre este. Permite observar cómo el terreno se adapta al caudal y comportamiento del cauce. Aguas abajo el caudal aumenta y disminuye la velocidad, como también disminuye la pendiente, transformado así el terreno mediante la sedimentación de material. Para el estudio de la quebrada se generó su perfil de elevación mediante la herramienta QGIS como se observa en la Figura 15.

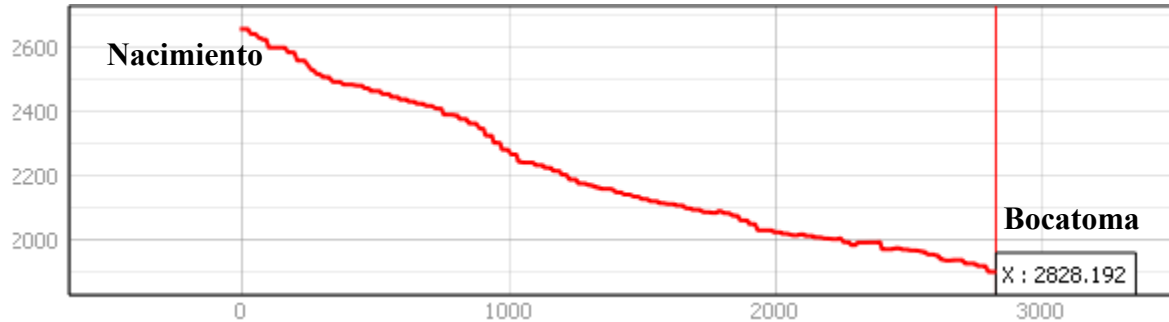


Figura 15. Perfil del cauce principal.

Cota mínima y Cota máxima

La cota mínima hace referencia a el punto de elevación más bajo que debe coincidir con el punto de cierre de la cuenca pues este se mide sobre la línea del cauce principal. Por el contrario, la cota máxima es aquel punto más elevado y alejado del cauce principal. Los valores de estas se encuentran en la Tabla 6.

Pendiente media del cauce

Se usó el método de Taylor-Schwarz para estimar la pendiente media del cauce, por lo que requirieron los datos de elevación y longitud entre los puntos del cauce que se generaron mediante el perfil de elevación con ayuda de la herramienta QGIS.

$$S = \left(\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{Li}{\sqrt{Si}}} \right)^2$$

Donde:

S: pendiente media del cauce expresada en %.

L : longitud del cauce principal expresada en km.

L_i : longitud promedio entre los tramos expresada en km.

S_i : pendiente de cada uno de los tramos expresada en %

Tabla 6. Características del sistema de drenaje

| <i>Pendiente media (S)</i> (%) | <i>Cota mínima</i> (msnm) | <i>Cota máxima</i> (msnm) | <i>Longitud</i> (km) |
|-----------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------|
| 17.119 | 1900.50 | 2653.00 | 2.84 |

7.1.5. *Tiempo de Concentración*

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde un punto dado de la cuenca hasta la salida de esta. Para calcular este tiempo se usan relaciones empíricas, en las cuales intervienen las características fisiográficas de la cuenca, siendo las más utilizadas las propuestas por los autores que se mencionan a continuación y cuyos resultados se obtiene en horas:

Ecuación de Pezzoli (1988)

$$T_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{\frac{S_o}{100}}}$$

Donde:

L : la longitud del cauce principal expresada en km.

S_o : pendiente del cauce principal expresada en %.

Ecuación de Ventura

$$T_c = 0.127 \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{\frac{S_o}{100}}}$$

Donde:

A : área de la cuenca expresada en km^2 .

S_o : pendiente del cauce principal expresada en %.

Ecuación de Giandotti

$$T_c = \frac{4A^{0.5} + 1.5L}{0.8 (H_{media} - H_{min})}$$

Donde:

L : longitud del cauce principal expresada en km.

A : área de la cuenca expresada en km^2 .

H_{media} : elevación media de la cuenca expresada en msnm.

H_{min} : elevación mínima de la cuenca expresada en msnm.

Ecuación de Ventura - Heras

$$T_c = 0.052 \frac{A^{0.5}}{\frac{S_o}{100}}$$

Donde:

S_o : pendiente del cauce principal expresada en %.

A : área de la cuenca expresada en km^2 .

Ecuación de Clark

$$T_c = 0.335 \left(\frac{A}{\left(\frac{S_o}{100} \right)^{0.5}} \right)^{0.593}$$

Donde:

S_o : pendiente del cauce principal expresada en %.

A : área de la cuenca expresada en km^2 .

Ecuación de Kirpich

$$T_c = 0.06628 \left(\frac{L}{\left(\frac{S_o}{100} \right)^{0.5}} \right)^{0.77}$$

Donde:

S_o : pendiente del cauce principal expresada en %.

A : área de la cuenca expresada en km^2 .

Ecuación de Valencia Zuluaga

$$T_c = 1.7694 \left(\frac{A^{0.325}}{L^{0.96} S_o^{0.29}} \right)^{0.77}$$

Donde:

S_o : pendiente del cauce principal expresada en %.

A : área de la cuenca expresada en km^2 .

L : longitud del cauce principal expresada en km.

Ecuación de Passini

$$T_c = 0.108A L \frac{(AL)^{1/3}}{\left(\frac{S_o}{100}\right)^{0.5}}$$

Donde:

S_o : pendiente del cauce principal expresada en %.

A : área de la cuenca expresada en km^2 .

L : longitud del cauce principal expresada en km.

La Tabla 7 presenta los resultados de los cálculos del tiempo de concentración por los diferentes autores:

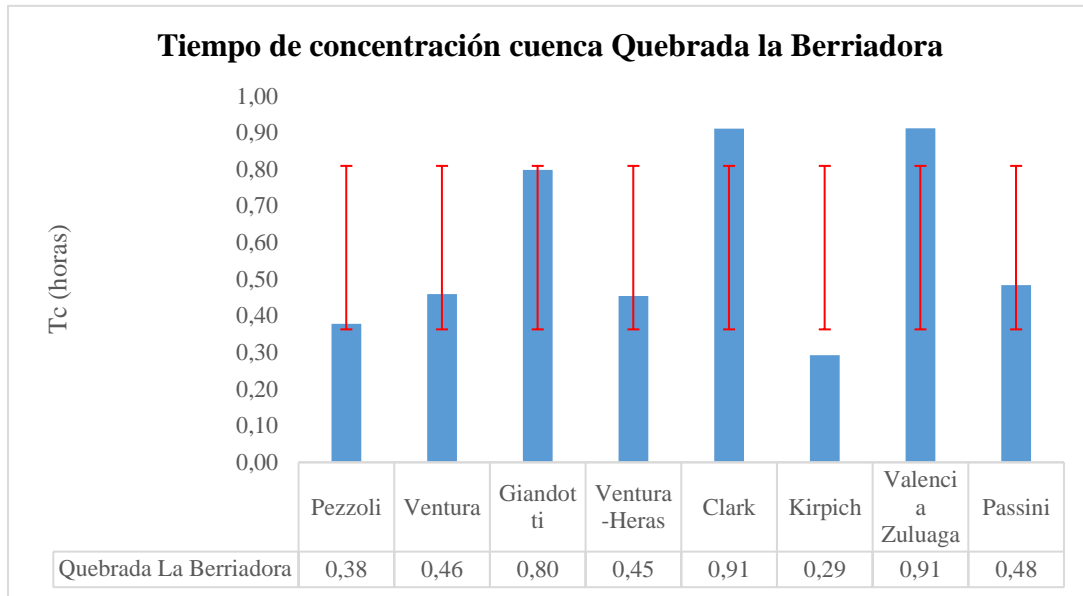
Tabla 7. Tiempo de concentración.

| <i>Método</i> | <i>Quebrada La Berriadora</i> |
|------------------|-------------------------------|
| Pezzoli | 0,38 |
| Ventura | 0,46 |
| Giandotti | 0,80 |
| Ventura-Heras | 0,45 |
| Clark | 0,91 |
| Kirpich | 0,29 |
| Valencia Zuluaga | 0,91 |
| Passini | 0,48 |

Para la elección de este parámetro, se realizó un análisis estadístico, mediante el cual se pueda observar la dispersión de todos los resultados del tiempo de concentración con respecto a la media, estos resultados se presentan en la Tabla 8 y Figura 16.

Tabla 8. Coeficiente de variación.

| <i>Min</i> | <i>Max</i> | <i>CV</i> |
|------------|------------|-----------|
| 0,36 | 0,81 | 42% |

**Figura 16.** Tiempo de concentración por autor.

De lo anterior se tiene que, el tiempo de concentración resulta del promedio de los métodos descritos por Pezzoli, Ventura, Giandotti, Ventura – Heras y Passini, ya que estos abarcan la desviación estándar mínima. Este promedio es el que más confiablemente representa el tiempo de concentración de la cuenca, al minimizar las incertidumbres inherentes a cada método individual.

$$T_c = 0.51 h$$

$$T_c = 30.88 min$$

7.1.6 Intensidad media de la lluvia

La intensidad media máxima de la lluvia es la cantidad de precipitación que cae sobre esa un área específica de drenaje en un período de tiempo determinado. Además, es una medida clave para entender cómo el agua fluye a través de la cuenca y cómo afecta a los ríos, arroyos y cuerpos de agua dentro de ella. La intensidad de lluvia puede variar significativamente dentro de una cuenca debido a factores como la topografía, la vegetación y las condiciones climáticas locales. Para evaluar la intensidad de lluvia de la cuenca de la zona estudio se empleó el método descrito en la Guía de Diseño de Pavimentos con Placa-huella del INVIAS (2017) para vías terciarias, como se sigue a continuación:

1. Identificar, para cada año de la serie histórica, el valor máximo de precipitación registrado en 24 horas, tal como se observa en la Tabla 9.

Tabla 9. Precipitación anual máxima en 24 horas.

| Precipitación anual máxima en 24 horas (mm) | | | |
|--|---------------|------------|---------------|
| Año | P (mm) | Año | P (mm) |
| 2009 | 68.00 | 2017 | 44.00 |
| 2010 | 77.00 | 2018 | 38.00 |
| 2011 | 49.00 | 2019 | 27.60 |
| 2012 | 46.00 | 2020 | 43.00 |
| 2013 | 43.00 | 2021 | 33.60 |
| 2014 | 56.00 | 2022 | 13.00 |
| 2015 | 16.20 | 2023 | 43.00 |
| 2016 | 20.60 | - | - |

2. La intensidad de la lluvia se calcula para diferentes duraciones de aguacero y para cada año de la serie histórica. Generalmente se utilizan las duraciones de aguacero de 5,10,15,20, 25 y 30 minutos.

intensidad máxima, duración y periodo de retorno para esta región. Asimismo, en la Figura 18 se muestran dichas curvas de forma gráfica.

Tabla 10. Intensidad máxima -duración-periodo de retorno, Región Andina (R1).

| <i>Tr</i> (años) | <i>Duraciones (minutos)</i> | | | | | | | | |
|---------------------|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------------|-------|--------|
| | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 30.88 | 60 | 120.00 |
| 2 | 120.21 | 76.08 | 58.22 | 48.15 | 41.55 | 36.84 | 36.15 | 23.32 | 14.76 |
| 5 | 141.76 | 89.72 | 68.65 | 56.78 | 49.01 | 43.45 | 42.63 | 27.50 | 17.40 |
| 10 | 160.60 | 101.64 | 77.78 | 64.33 | 55.52 | 49.22 | 48.30 | 31.15 | 19.72 |
| 20 | 181.94 | 115.15 | 88.11 | 72.87 | 62.90 | 55.76 | 54.71 | 35.29 | 22.34 |
| 30 | 195.72 | 123.87 | 94.78 | 78.39 | 67.66 | 59.99 | 58.86 | 37.96 | 24.03 |
| 50 | 214.57 | 135.80 | 103.91 | 85.94 | 74.17 | 65.76 | 64.52 | 41.62 | 26.34 |
| 100 | 243.08 | 153.84 | 117.72 | 97.36 | 84.03 | 74.50 | 73.10 | 47.15 | 29.84 |
| 200 | 275.38 | 174.28 | 133.36 | 110.30 | 95.20 | 84.40 | 82.81 | 53.42 | 33.81 |
| 500 | 324.76 | 205.54 | 157.28 | 130.08 | 112.27 | 99.54 | 97.66 | 63.00 | 39.87 |
| 1000 | 367.92 | 232.85 | 178.18 | 147.36 | 127.18 | 112.76 | 110.64 | 71.37 | 45.17 |

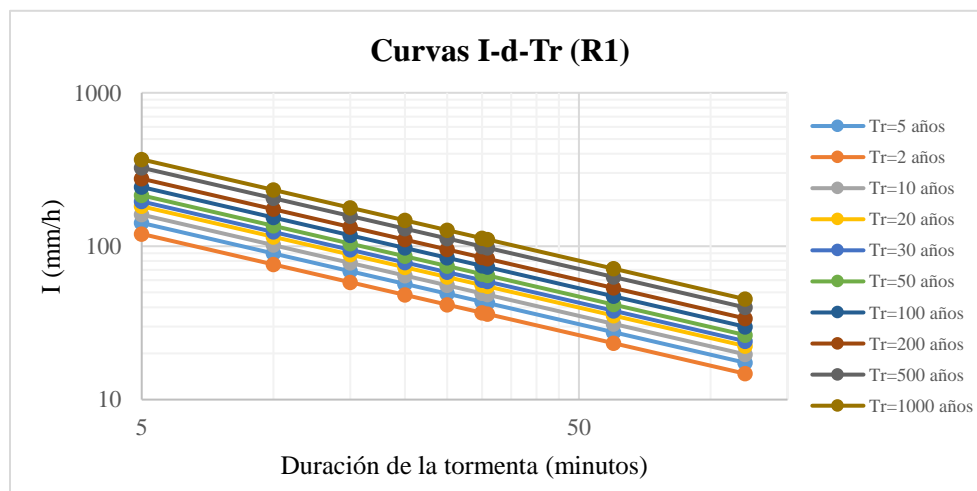


Figura 18. Curvas I-d-Tr, Región Andina (R1).

Considerando el período de retorno de 100 años para el sistema hidráulico en cuestión, el valor de intensidad de la Región Andina (R1) asociado a una duración de lluvia de 30.88 minutos, que corresponde al tiempo de concentración, es:

$$I = I_{R1_{100}^{30.88}} = 73.10 \frac{mm}{h}$$

7.1.7. Coeficiente de Escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento C, indica la capacidad del terreno para absorber y almacenar el agua de lluvia. Según (Chiarito, Zimmermann, & Méndez Zacarías, 2018):

“El coeficiente de escurrimiento C, es la variable que presenta mayor incertidumbre en su determinación, y representa una relación adimensional entre la lámina de escorrentía superficial generada por una determinada cuenca y la lámina de la precipitación. El coeficiente de escorrentía varía con la pendiente, condiciones de la superficie y de la cubierta vegetal y el tipo de suelo hidrológico. Las superficies que son relativamente impermeables como las calles y plazas de aparcamiento tienen coeficientes de escorrentía que se aproximan a uno. Las superficies con vegetación para interceptar la escorrentía superficial y las que permiten la infiltración de las precipitaciones tienen coeficientes de escorrentía más bajas” (cerca de 0). (p.26).

Por lo anterior, es imprescindible la elección de un coeficiente de escurrimiento razonable para representar los efectos integrados de todos los factores mencionados. Esta selección se realiza según la información proporcionada por Chow (1959) para diferentes tipos de superficie (Figura 19).

| Característica de la superficie | Periodo de retorno (años) | | | | | | |
|--|---------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 500 |
| Áreas desarrolladas | | | | | | | |
| Asfáltico | 0.73 | 0.77 | 0.81 | 0.86 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| Concreto/techo | 0.75 | 0.80 | 0.83 | 0.88 | 0.92 | 0.97 | 1.00 |
| Zonas verdes (jardines, parques, etc.) | | | | | | | |
| <i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50% del área) | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.32 | 0.34 | 0.37 | 0.40 | 0.44 | 0.47 | 0.58 |
| Promedio, 2-7% | 0.37 | 0.40 | 0.43 | 0.46 | 0.49 | 0.53 | 0.61 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.40 | 0.43 | 0.45 | 0.49 | 0.52 | 0.55 | 0.62 |
| <i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75% del área) | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.25 | 0.28 | 0.30 | 0.34 | 0.37 | 0.41 | 0.53 |
| Promedio, 2-7% | 0.33 | 0.36 | 0.38 | 0.42 | 0.45 | 0.49 | 0.58 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.37 | 0.40 | 0.42 | 0.46 | 0.49 | 0.53 | 0.60 |
| <i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75% del área) | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.21 | 0.23 | 0.25 | 0.29 | 0.32 | 0.36 | 0.49 |
| Promedio, 2-7% | 0.29 | 0.32 | 0.35 | 0.39 | 0.42 | 0.46 | 0.56 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.34 | 0.37 | 0.40 | 0.44 | 0.47 | 0.51 | 0.58 |
| Áreas no desarrolladas | | | | | | | |
| Área de cultivos | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.31 | 0.34 | 0.36 | 0.40 | 0.43 | 0.47 | 0.57 |
| Promedio, 2-7% | 0.35 | 0.38 | 0.41 | 0.44 | 0.48 | 0.51 | 0.60 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.39 | 0.42 | 0.44 | 0.48 | 0.51 | 0.54 | 0.61 |
| Pastizales | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.25 | 0.28 | 0.30 | 0.34 | 0.37 | 0.41 | 0.53 |
| Promedio, 2-7% | 0.33 | 0.36 | 0.38 | 0.42 | 0.45 | 0.49 | 0.58 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.37 | 0.40 | 0.42 | 0.46 | 0.49 | 0.53 | 0.60 |
| Bosques | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.22 | 0.25 | 0.28 | 0.31 | 0.35 | 0.39 | 0.48 |
| Promedio, 2-7% | 0.31 | 0.34 | 0.36 | 0.40 | 0.43 | 0.47 | 0.56 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.35 | 0.39 | 0.41 | 0.45 | 0.48 | 0.52 | 0.58 |

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con autorización.

Figura 19. Coeficientes de escurrimiento.

(Coeficientes adoptados de Chow et al. (1194) – Tabla 15.1.1.)

Conforme a un periodo de retorno de 100 años para el diseño de las estructuras hidráulicas y considerando una pendiente media de la cuenca del 36.23%, se selecciona un valor del coeficiente de escurrimiento de $C = 0.52$.

$$I = I_{R1_{100}^{30.88}} = 73.10 \frac{mm}{h}$$

7.1.8. Caudal Mínimo

Para determinar el caudal mínimo, en primera instancia se aplicó el método de probabilidad de excedencia del 95% para calcular la precipitación mínima. Este método

establece que la precipitación correspondiente a esta probabilidad tiene un 95% de oportunidad de ser superada en eventos futuros y solo un 5% de ser menor, lo cual asegura que el caudal mínimo será bajo. Dicha probabilidad se estimó empleando la serie de datos de la estación climatológica El Darien, disponible en el portal hidrológico de la CVC, la cual cuenta con datos para un período de 20 años, es decir, desde 2003 hasta 2023. El procedimiento incluyó la organización de las precipitaciones diarias de mayor a menor, el cálculo de la distribución de probabilidad empírica de Weibull, y la selección del valor de la precipitación correspondiente al 95% de excedencia, conforme a la ecuación que se presenta a continuación:

$$P(X < x) = \frac{n}{m + 1}$$

Donde:

n : es la posición del dato en la serie.

m : es la totalidad de la serie de datos.

Finalmente, para determinar el caudal mínimo se empleó la siguiente ecuación:

$$Q_{min} = Q_{95} = \frac{P_{95}(A_{cuenca})}{360}$$

Donde:

P_{95} : en mm/h

A_{cuenca} : en Ha

En la Tabla 11, se resume los resultados del procedimiento descrito anteriormente orara determinar el caudal mínimo:

Tabla 11. Precipitación mínima y caudal mínimo.

| <i>Probabilidad de excedencia</i> | <i>Precipitación diaria (mm/h)</i> | <i>Área de la cuenca (Ha)</i> | $Q_{95} \left(\frac{m^3}{s} \right)$ | $Q_{95} \left(\frac{L}{s} \right)$ |
|-----------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| 0,95 | 0.00833 | 223.5 | 0.00517 | 5.174 |

7.1.9. Caudal Máximo

Para dimensionar un sistema hidráulico es necesario determinar la lluvia de diseño y transformarla en caudal. De manera particular, el caudal máximo es un factor hidrológico que puede ser estimado mediante diferentes métodos, ya sean determinísticos, probabilísticos, empíricos o a través de mediciones directas con instrumentos. Sin embargo, su valor está afectado por algunos parámetros físicos de la cuenca y su sistema de drenaje. En seguida, se describirá el método empleado en este estudio para el cálculo del caudal máximo y el cual corresponde al método racional, desarrollado por Mulvaney (1850) cuya propuesta se fundamenta en que: dada una cuenca de área A con un tiempo de concentración T_c , si se produce una lluvia P con duración $D = T_c$, el caudal generado en el punto de salida será el máximo, ya que estará aportando toda la cuenca (Chiarito, Zimmermann, & Méndez Zacarías, 2018).

Este método plantea una proporcionalidad entre el caudal pico o máximo de escurrimiento y la intensidad de lluvia y se expresa como:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{C I A}{3.6}$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$: caudal máximo $\left(\frac{m^3}{s}\right)$

C : coeficiente de escorrentía (adimensional)

I : intensidad media de precipitación $\left(\frac{mm}{h}\right)$

A : rea de la cuenca (km^2)

Para la cuenca de la zona en estudio se tiene que, el caudal máximo es:

$$Q_{m\acute{a}x} = 23.598 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 23598.6 \frac{L}{s}$$

7.2. Socavación

El fenómeno de socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho en el momento de una avenida o creciente. Está controlado por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos y la geomorfología de la zona. Existen dos tipos de socavación, socavación general y socavación local (Bedoya Cristancho & Cerón Vivas, 2015).

7.2.1. Socavación General

Es una erosión natural o geológica, la cual se manifiesta como un descenso del fondo del cauce, al producirse durante las crecientes un aumento en la capacidad de arrastre del flujo de agua. Al aumentar la velocidad del río aumenta con ella la fuerza cortante aplicada en el fondo superando a la resistencia del material, generando así movimiento de sedimentos de diversos tamaños. (Bedoya Cristancho & Cerón Vivas, 2015). Esta socavación se presenta en el cauce del río sin importar la presencia de un puente u otra estructura, ya que su efecto abarca toda la extensión del río, donde la tendencia a la erosión y al arrastre de sedimentos supera la capacidad de depósito.

Los métodos empleados para el cálculo de este tipo la socavación general fueron los siguientes:

Lacey:

$$Y_{ms} = 0.47 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3} = 0.47 \left(\frac{Q}{1.76 d_m^{0.5}} \right)^{1/3}$$

Maza y Álvarez y Echaverría:

$$Y_{ms} = 0.365 \frac{Q^{0.784}}{W^{0.784} d_m^{0.157}}$$

Ramette:

$$H_s = H_o + 0.73 * \left(\frac{q^{2/3}}{d_m^{1/6}} \right)$$

Maza-García:

$$H_s = \left(\frac{q}{6.05} d_m^{0.35} \right)^{0.87}$$

Blench:

$$H_s = 1.20 \frac{q^{2/3}}{d_m^{1/2}}$$

Donde:

$H_s = Y_{ms}$ = Profundidad media de socavación (m)

Q = Caudal asociado a un $Tr=100$ años (m^3/s)

f = Factor de limo de Lacey

$d_m = d_{50}$ =diámetro medio de las partículas (mm), 10 mm para este caso

$q = \frac{Q}{B}$ =caudal unitario

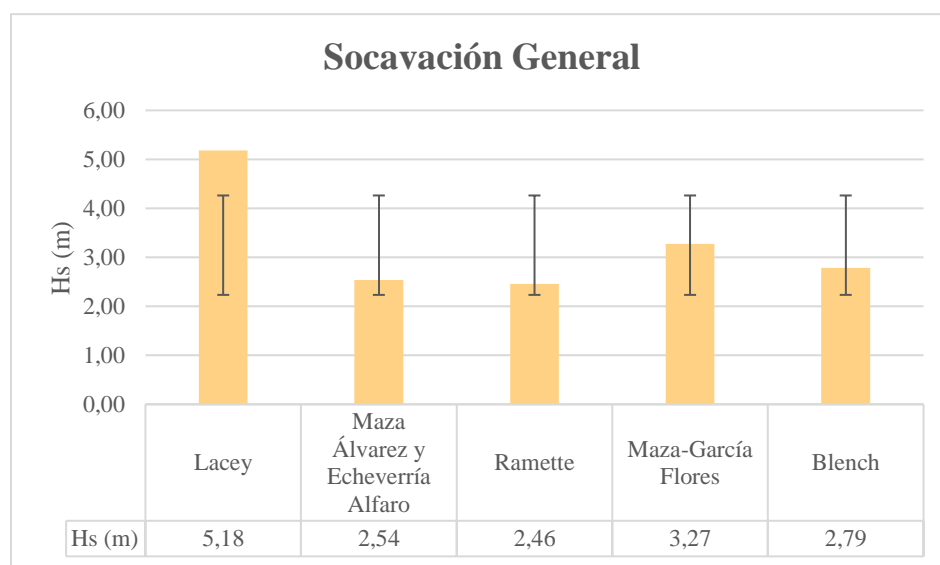
Los resultados se resumen en la Tabla 12:

Tabla 12. Resultados de socavación local

| Método | Hs (m) |
|----------------------------------|--------|
| Lacey | 5.18 |
| Maza Álvarez y Echeverría Alfaro | 2.54 |
| Ramette | 2.46 |
| Maza-García Flores | 3.27 |
| Blench | 2.79 |

Nota: Los anteriores incluyen al tirante del agua.

Como se presenta en la Tabla 12, los valores de socavación muestran una considerable variación. Para reducir las incertidumbres, se realizó un análisis estadístico, y se definió el valor definitivo de socavación local como el promedio de los métodos que se encuentran dentro del rango promedio $\pm 90\%$ desviación estándar. En la Figura 20, se observa que estos son Maza Álvarez y Echeverría, Ramette, Maza-García y Blench, arrojando un valor promedio de socavación general de $H_s = 1.71 m$.

**Figura 20.** Resultados estadísticos de la socavación general

Debido a la falta de información detallada sobre el suelo en la zona de estudio, se realizaron análisis probabilísticos para identificar la variable que más influye en el cálculo de la socavación. Estos análisis mostraron que el diámetro medio de las partículas del suelo (d_{50}) es la variable más determinante. Por ello, antes de iniciar la construcción de la obra, se recomienda efectuar un estudio granulométrico del suelo en la zona para determinar con precisión el valor de d_{50} y, de este modo, estimar adecuadamente la socavación general.

7.2.2. Socavación Local

La socavación local es el proceso de erosión del material del lecho en áreas circundantes a estructuras hidráulicas, como los estribos y pilas de los puentes, causada por la alteración del flujo de agua debido a la presencia de dichas estructuras.

Los métodos empleados para el cálculo de este tipo la socavación general fueron los siguientes:

Hire

$$d_s = 4h \left(\frac{k_f}{0.55} \right) K_\theta (F_r)^{0.33}$$

Con:

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.13}$$

Laursen

Para un estribo ubicado en el cauce principal, en lecho móvil:

$$\frac{d_s}{L} = 1.57 \left(\frac{y}{L} \right)^{0.5}$$

Liu et al.

En lecho móvil para estribos en pared vertical y estribos con aleta:

$$\frac{d_s}{L} = 2.15 \left(\frac{y}{L}\right)^{0.6} Fr^{0.33}$$

Larras

$$d_s = 1.05K_f K_\theta a^{0.75}$$

Breusers, Nicollet y Sben

$$d_s = 1.4a$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación (m)

h = profundidad media del flujo en el cauce principal (m)

Fr = Número de Froude

k_f = Coeficiente de corrección por forma del estribo

k_θ = Coeficiente de corrección por ángulo de ataque

θ = Ángulo de inclinación del estribo en grados, 90°

a = Ancho de la pila (m)

Los resultados se resumen en la Tabla 13.

Tabla 13. Resultados de socavación local

| Método | Hs (m) |
|---------------------------|--------|
| Hire | 7.03 |
| Laursen | 3.25 |
| Liu et al. | 4.96 |
| Larras | 0.72 |
| Breusers, Nicollet y Sben | 0.42 |

Nota: Los anteriores incluyen al tirante del agua.

Al igual que en la socavación general, se realizó el análisis estadístico para conocer el valor definitivo de Hs. En la Figura 21, se observa que los métodos que se encuentran

dentro del rango arriba descrito es Laursen y Liu et al., arrojando un valor promedio de socavación general de $H_s = 3.04 \text{ m}$.

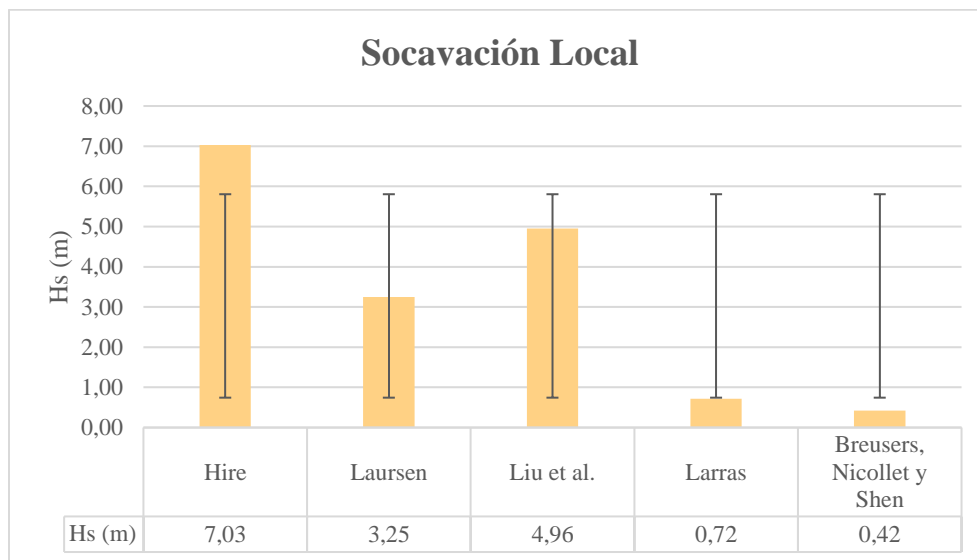


Figura 21. Resultados estadísticos de la socavación local

La socavación total es la suma de la socavación general y la socavación local, resultando en $H_s = 4.75 \text{ m}$. Es fundamental considerar que este proceso de socavación ocurrirá de manera gradual y solo bajo condiciones extremas, como eventos máximos de caudal. Para prevenir que este tipo de socavación afecte la estabilidad del proyecto.

Con el propósito de minimizar la socavación y garantizar la estabilidad de la estructura de captación, se propone la instalación de sacos de gaviones en la sección transversal del cauce aguas arriba de la bocatoma (Figura 22). Esta solución presenta ventajas como su alta flexibilidad, facilidad de instalación y capacidad para disipar la energía hidráulica, adaptándose fácilmente a las condiciones geomorfológicas del terreno. Sin embargo, dado que no se cuenta con información precisa sobre la sección transversal del cauce, se recomienda realizar previamente un estudio topográfico detallado, el cual proporcionará los datos necesarios para el diseño técnico adecuado

de esta solución. Adicionalmente, esta alternativa permite el uso de materiales locales, optimizando los costos del proyecto y maximizando el aprovechamiento de los recursos disponibles en la zona.



Figura 22. Sacos de gaviones, como alternativa de solución a la socavación.

7.3. Modelación Cauce Principal HEC-RAS

La modelación hidráulica permite evaluar y planificar de manera eficiente y segura el comportamiento del agua en el área de la bocatoma, asegurando su funcionalidad. Simular cómo fluye el agua en diferentes condiciones de caudal mínimo, máximo y mínimo; Analizar velocidades, niveles de agua y posibles zonas de erosión o sedimentación en el área de la bocatoma son los principales objetivos de la modelación

La metodología que se empleó comienza con la generación de curvas de nivel mediante la herramienta Q-GIS utilizando un DMT con un tamaño de pixel de 2,5x2,5 suministrado por los docentes Las curvas de nivel se generaron dentro de la cuenca del cauce principal, aguas arriba y debajo de la localización de la bocatoma



Figura 23 *Curvas de nivel, Mapa de Drenaje y Cauce Principal Escala 1:1000*

Ya con las curvas de nivel cada 5 metros de distancia se puede generar en el programa Civil 3D un acercamiento topográfico del terreno que permite obtener perfiles y secciones transversales que permiten obtener la información para ser exportada al programa HEC-RAS

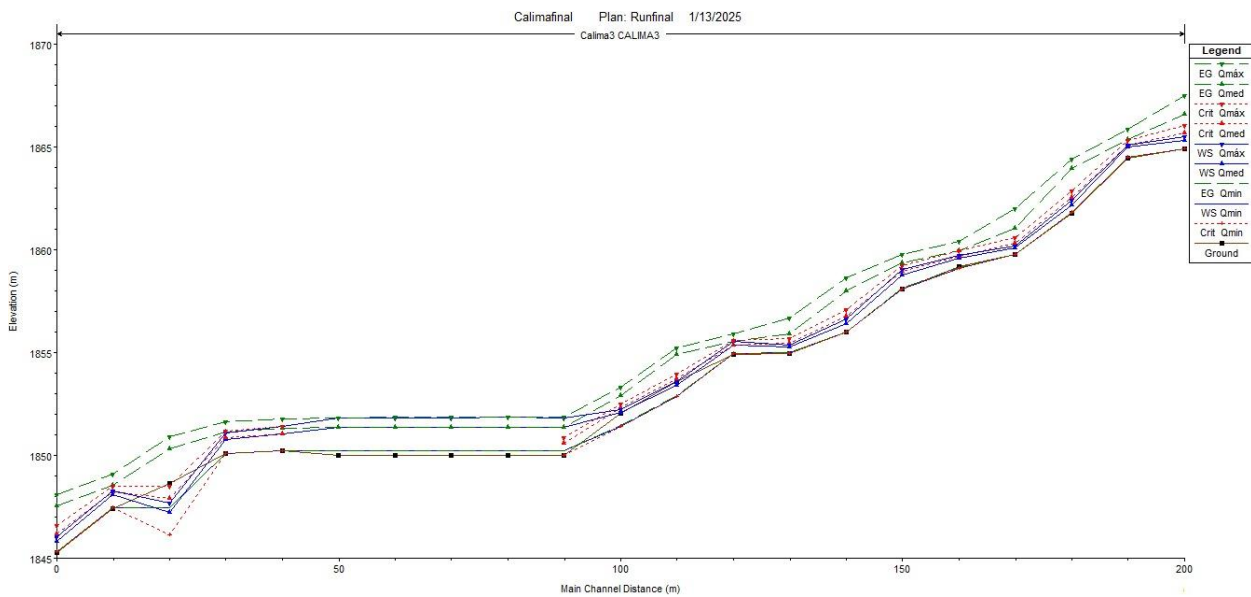


Figura 24 Perfil Cauce Principal Escenarios Q_{min} , Q_{max} y Q_{med}

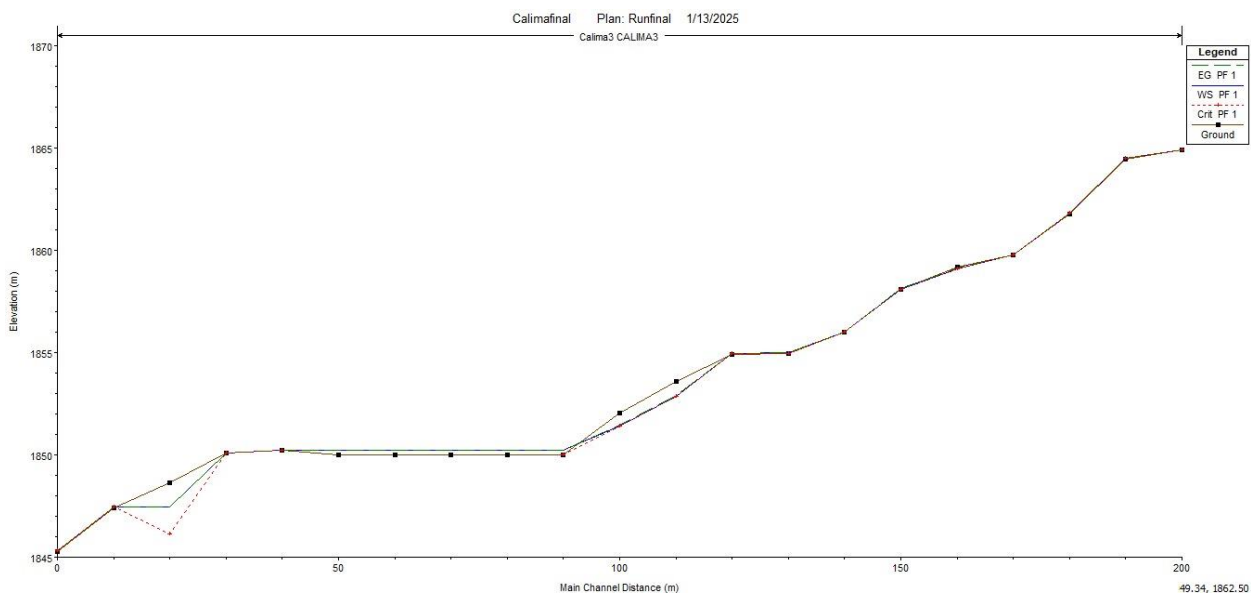


Figura 25 Perfil Cauce Principal Para el Q_{min}

49.34, 1862.50

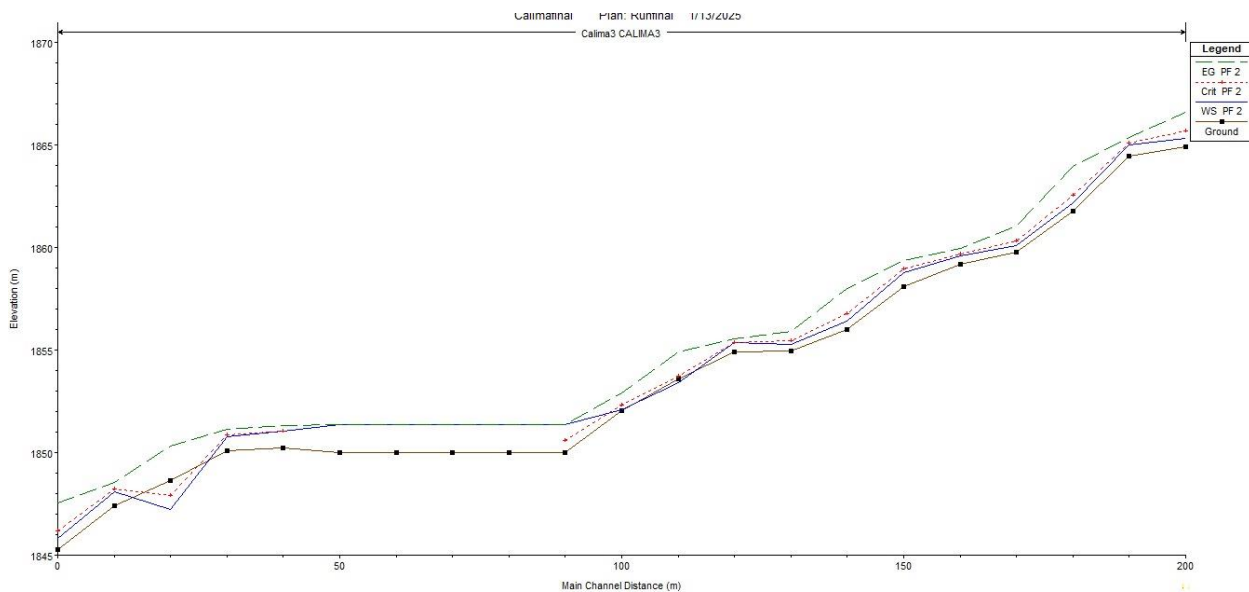


Figura 26 Perfil Cauce Principal Para el Qmed

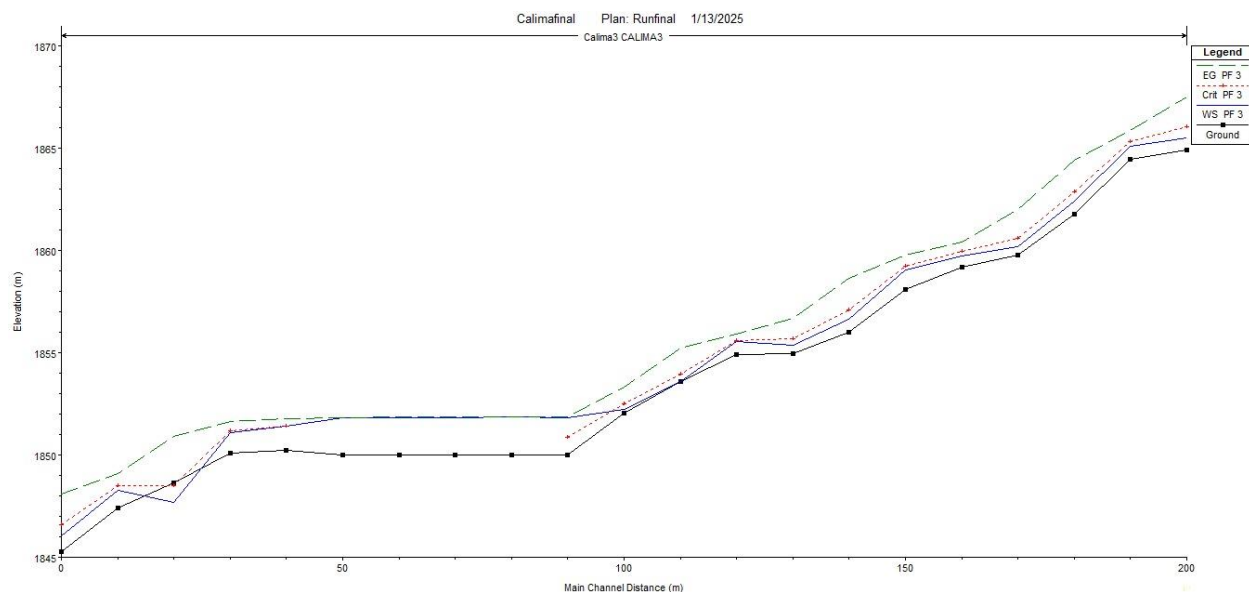


Figura 27 Perfil Cauce Principal Para el Qmax

Dentro de estos perfiles se observan los niveles del agua 100 metros aguas abajo y 100 metros aguas arriba de la ubicación de la bocatoma para los tres escenarios de caudales. Dentro de estos perfiles se puede identificar en diferentes convenciones el nivel del terreno, la profundidad crítica, la profundidad normal y el gradiente hidráulico.

También se muestra una sección transversal típica del cauce con un ancho de franja de 30 metros a cada lado del eje del cauce principal para los tres escenarios de caudales. Al igual que en los perfiles, aquí se aprecia el nivel del terreno, la profundidad crítica y normal, y el gradiente hidráulico

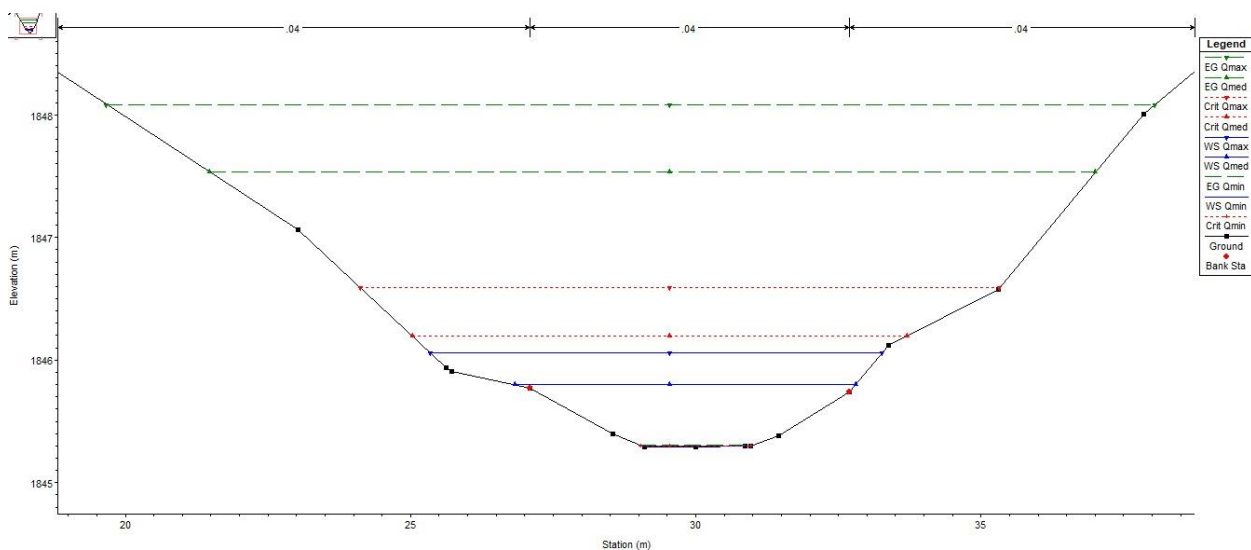


Figura 28 Sección Transversal K 0+000 Para los Escenarios Q_{min} , Q_{max} y Q_{med}

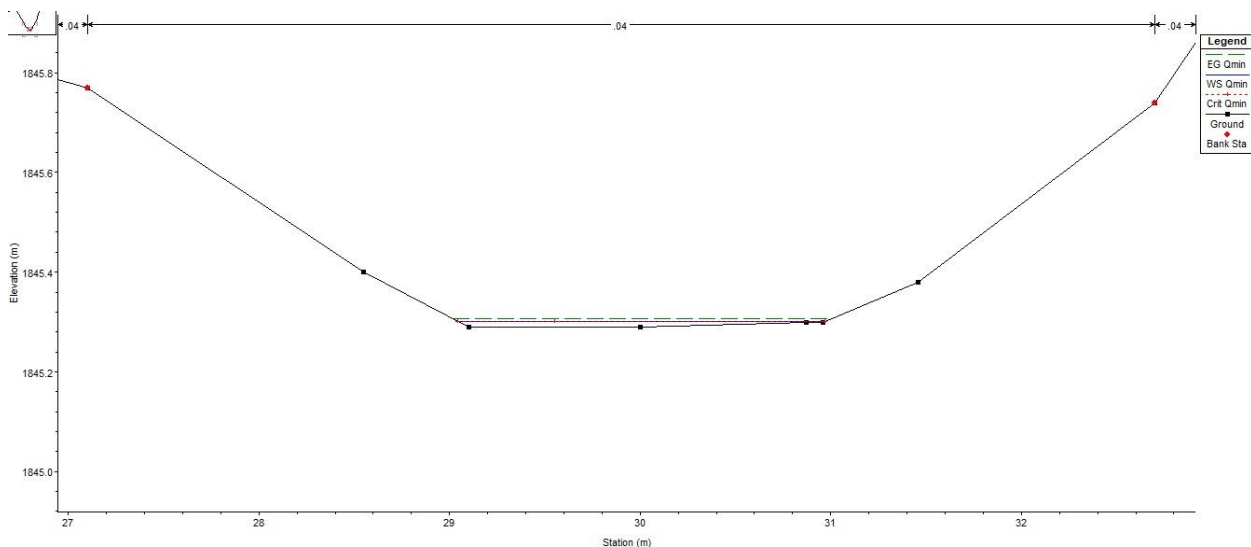


Figura 29 Sección Transversal Para Q_{min}

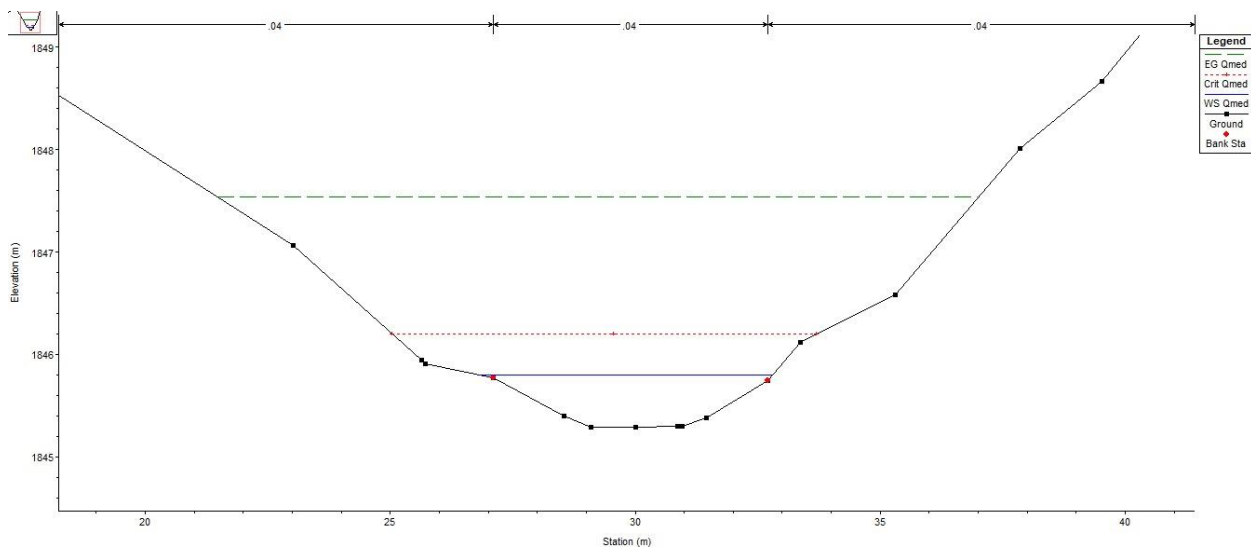


Figura 30 Sección Transversal Para el Q_{med}

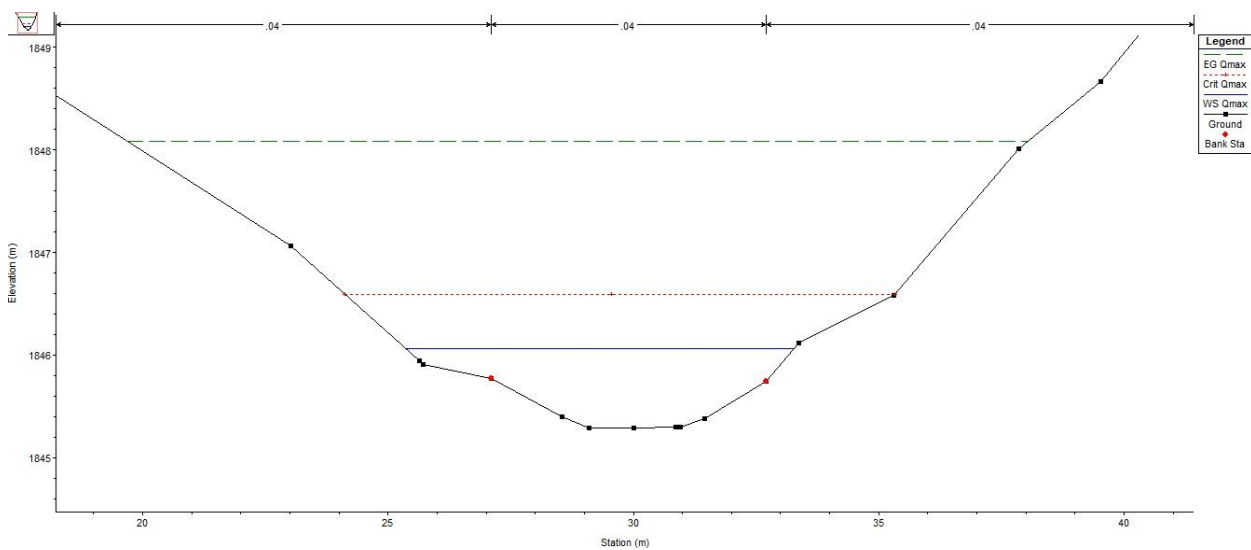


Figura 31 Sección Transversal Para Q_{max}

Tabla 14 Resultados Parámetros Hidráulicos

| River Sta | Profile | Q Total | Nivel Terreno | Profundidad Normal | Profundidad Crítica | Gradiente Hidráulico | E.G. Slope | Vel Chnl | Flow Area | Top Width | Froude # Chl | W.P. Total | Hydr Radius | Hydr Depth C |
|-----------|---------|---------|---------------|--------------------|---------------------|----------------------|------------|----------|-----------|-----------|--------------|------------|-------------|--------------|
| | | (m3/s) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m/m) | (m/s) | (m2) | (m) | | (m) | (m) | (m) |
| 200 | PF 1 | 0,01 | 1864,89 | 0,03 | 0,02 | 0,03 | 0,025256 | 0,23 | 0,02 | 1,7 | 0,62 | 1,7 | 0,01 | 0,01 |
| 200 | PF 2 | 11,8 | 1864,89 | 0,44 | 0,77 | 1,7 | 0,168793 | 4,98 | 2,37 | 6,88 | 2,71 | 7,03 | 0,34 | 0,34 |
| 200 | PF 3 | 23,6 | 1864,89 | 0,63 | 1,14 | 2,62 | 0,168917 | 6,25 | 3,78 | 7,73 | 2,85 | 7,96 | 0,47 | 0,49 |
| 190 | PF 1 | 0,01 | 1864,46 | 0,03 | 0,03 | 0,04 | 0,083508 | 0,42 | 0,01 | 0,9 | 1,13 | 0,9 | 0,01 | 0,01 |
| 190 | PF 2 | 11,8 | 1864,46 | 0,53 | 0,64 | 0,89 | 0,062781 | 2,65 | 4,46 | 16,17 | 1,61 | 16,21 | 0,27 | 0,28 |
| 190 | PF 3 | 23,6 | 1864,46 | 0,62 | 0,86 | 1,43 | 0,098481 | 3,97 | 5,95 | 16,59 | 2,11 | 16,68 | 0,36 | 0,36 |
| 180 | PF 1 | 0,01 | 1861,79 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,167581 | 0,52 | 0,01 | 0,87 | 1,55 | 0,87 | 0,01 | 0,01 |
| 180 | PF 2 | 11,8 | 1861,79 | 0,4 | 0,76 | 2,19 | 0,341972 | 5,92 | 1,99 | 7,66 | 3,7 | 7,75 | 0,26 | 0,26 |
| 180 | PF 3 | 23,6 | 1861,79 | 0,61 | 1,08 | 2,6 | 0,207221 | 6,25 | 3,78 | 9,13 | 3,1 | 9,29 | 0,41 | 0,41 |
| 170 | PF 1 | 0,01 | 1859,76 | 0,02 | 0,02 | 0,02 | 0,06961 | 0,28 | 0,02 | 2,1 | 0,96 | 2,1 | 0,01 | 0,01 |
| 170 | PF 2 | 11,8 | 1859,76 | 0,31 | 0,55 | 1,27 | 0,218412 | 4,33 | 2,73 | 12,32 | 2,91 | 12,37 | 0,22 | 0,23 |
| 170 | PF 3 | 23,6 | 1859,76 | 0,41 | 0,81 | 2,26 | 0,263685 | 6,03 | 3,94 | 12,66 | 3,39 | 12,77 | 0,31 | 0,32 |
| 160 | PF 1 | 0,01 | 1859,17 | -0,06 | -0,06 | -0,05 | 0,061615 | | 0,01 | 0,32 | 0 | 0,34 | 0,03 | |
| 160 | PF 2 | 11,8 | 1859,17 | 0,43 | 0,53 | 0,77 | 0,048817 | 2,7 | 4,71 | 16,21 | 1,47 | 16,35 | 0,29 | 0,34 |
| 160 | PF 3 | 23,6 | 1859,17 | 0,54 | 0,76 | 1,25 | 0,07317 | 3,98 | 6,56 | 17,98 | 1,89 | 18,14 | 0,36 | 0,45 |
| 150 | PF 1 | 0,01 | 1858,07 | 0,03 | 0,04 | 0,07 | 0,326505 | 0,87 | 0,01 | 0,4 | 2,25 | 0,4 | 0,01 | 0,02 |
| 150 | PF 2 | 11,8 | 1858,07 | 0,72 | 0,9 | 1,28 | 0,068467 | 3,32 | 3,56 | 9,74 | 1,75 | 9,86 | 0,36 | 0,37 |
| 150 | PF 3 | 23,6 | 1858,07 | 0,95 | 1,18 | 1,69 | 0,060251 | 3,8 | 6,22 | 12,63 | 1,73 | 12,78 | 0,49 | 0,49 |
| 140 | PF 1 | 0,01 | 1855,98 | 0,03 | 0,03 | 0,04 | 0,031405 | 0,26 | 0,02 | 1,38 | 0,7 | 1,38 | 0,01 | 0,01 |
| 140 | PF 2 | 11,8 | 1855,98 | 0,45 | 0,79 | 2,04 | 0,277737 | 5,59 | 2,11 | 7,55 | 3,38 | 7,64 | 0,28 | 0,28 |
| 140 | PF 3 | 23,6 | 1855,98 | 0,65 | 1,13 | 2,68 | 0,183742 | 6,33 | 3,78 | 9,06 | 2,98 | 9,2 | 0,41 | 0,46 |
| 130 | PF 1 | 0,01 | 1854,97 | 0,02 | 0,01 | 0,02 | 0,001388 | 0,05 | 0,11 | 9,56 | 0,14 | 9,56 | 0,01 | 0,01 |
| 130 | PF 2 | 11,8 | 1854,97 | 0,28 | 0,47 | 0,95 | 0,128342 | 3,63 | 3,25 | 12,51 | 2,27 | 12,64 | 0,26 | 0,26 |
| 130 | PF 3 | 23,6 | 1854,97 | 0,39 | 0,73 | 1,72 | 0,167752 | 5,11 | 4,62 | 12,94 | 2,73 | 13,11 | 0,35 | 0,36 |
| 120 | PF 1 | 0,01 | 1854,93 | 0,01 | 0,01 | 0,02 | 0,071767 | 0,25 | 0,02 | 2,92 | 0,94 | 2,92 | 0,01 | 0,01 |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|-----|------|------|---------|-------|-------|-------|----------|------|--------|-------|------|-------|------|------|
| 120 | PF 2 | 11,8 | 1854,93 | 0,44 | 0,44 | 0,63 | 0,021318 | 1,98 | 6,06 | 15,85 | 1 | 16,04 | 0,38 | 0,4 |
| 120 | PF 3 | 23,6 | 1854,93 | 0,62 | 0,67 | 0,98 | 0,023308 | 2,68 | 9,07 | 16,53 | 1,12 | 16,82 | 0,54 | 0,59 |
| 110 | PF 1 | 0,01 | 1853,6 | -0,72 | -0,72 | -0,71 | 0,069422 | | 0,01 | 0,53 | 0 | 0,54 | 0,02 | |
| 110 | PF 2 | 11,8 | 1853,6 | -0,2 | 0,13 | 1,31 | 0,28232 | | 2,17 | 8,45 | 0 | 8,64 | 0,25 | |
| 110 | PF 3 | 23,6 | 1853,6 | -0,01 | 0,35 | 1,65 | 0,216822 | | 4,14 | 12,26 | 0 | 12,69 | 0,33 | |
| 100 | PF 1 | 0,01 | 1852,05 | -0,66 | -0,64 | -0,6 | 0,453889 | | 0 | 0,3 | 0 | 0,31 | 0,02 | |
| 100 | PF 2 | 11,8 | 1852,05 | 0,04 | 0,27 | 0,84 | 0,125487 | 0,65 | 3,01 | 12 | 1,47 | 12,43 | 0,24 | 0,02 |
| 100 | PF 3 | 23,6 | 1852,05 | 0,19 | 0,46 | 1,29 | 0,14277 | 2,03 | 5,34 | 19,35 | 2,05 | 19,95 | 0,27 | 0,1 |
| 90 | PF 1 | 0,01 | 1850 | 0,25 | 0,01 | 0,25 | 0 | 0 | 1,87 | 9,52 | 0 | 9,55 | 0,2 | 0,24 |
| 90 | PF 2 | 11,8 | 1850 | 1,35 | 0,6 | 1,36 | 0,000541 | 0,71 | 24,06 | 39,46 | 0,19 | 39,74 | 0,61 | 1,34 |
| 90 | PF 3 | 23,6 | 1850 | 1,83 | 0,87 | 1,85 | 0,00041 | 0,75 | 44,31 | 45,46 | 0,18 | 45,87 | 0,97 | 1,82 |
| 80 | PF 1 | 0,01 | 1850 | 0,25 | -1850 | 0,25 | 0 | 0 | 27,18 | 44,72 | 0 | 50,8 | 0,53 | 0,23 |
| 80 | PF 2 | 11,8 | 1850 | 1,36 | -1850 | 1,36 | 0,00002 | 0,14 | 81,75 | 50,89 | 0,04 | 58,27 | 1,4 | 1,34 |
| 80 | PF 3 | 23,6 | 1850 | 1,84 | -1850 | 1,84 | 0,000035 | 0,22 | 106,73 | 52,37 | 0,05 | 60,31 | 1,77 | 1,83 |
| 70 | PF 1 | 0,01 | 1850 | 0,25 | -1850 | 0,25 | 0 | 0 | 10,9 | 40,24 | 0 | 41,33 | 0,26 | 0,25 |
| 70 | PF 2 | 11,8 | 1850 | 1,36 | -1850 | 1,36 | 0,000038 | 0,19 | 67,48 | 54,46 | 0,05 | 57,11 | 1,18 | 1,36 |
| 70 | PF 3 | 23,6 | 1850 | 1,84 | -1850 | 1,84 | 0,000052 | 0,27 | 94,06 | 55,48 | 0,06 | 58,73 | 1,6 | 1,84 |
| 60 | PF 1 | 0,01 | 1850 | 0,25 | -1850 | 0,25 | 0 | 0 | 6,81 | 28,09 | 0 | 28,19 | 0,24 | 0,25 |
| 60 | PF 2 | 11,8 | 1850 | 1,35 | -1850 | 1,36 | 0,000098 | 0,3 | 40,67 | 33,14 | 0,08 | 33,7 | 1,21 | 1,35 |
| 60 | PF 3 | 23,6 | 1850 | 1,83 | -1850 | 1,84 | 0,000136 | 0,44 | 57,1 | 35,3 | 0,1 | 36,06 | 1,58 | 1,83 |
| 50 | PF 1 | 0,01 | 1850 | 0,25 | -1850 | 0,25 | 0 | 0 | 3,68 | 15,77 | 0 | 15,83 | 0,23 | 0,25 |
| 50 | PF 2 | 11,8 | 1850 | 1,34 | -1850 | 1,36 | 0,000294 | 0,52 | 24,93 | 22,94 | 0,14 | 23,34 | 1,07 | 1,34 |
| 50 | PF 3 | 23,6 | 1850 | 1,82 | -1850 | 1,84 | 0,000385 | 0,73 | 36,5 | 26 | 0,17 | 26,54 | 1,38 | 1,81 |
| 40 | PF 1 | 0,01 | 1850,22 | 0,03 | 0,02 | 0,03 | 0,013324 | 0,18 | 0,03 | 1,92 | 0,46 | 1,92 | 0,02 | 0,02 |
| 40 | PF 2 | 11,8 | 1850,22 | 0,8 | 0,8 | 1,1 | 0,015219 | 2,55 | 5,23 | 9,38 | 0,94 | 9,62 | 0,54 | 0,76 |
| 40 | PF 3 | 23,6 | 1850,22 | 1,17 | 1,17 | 1,57 | 0,01299 | 3,07 | 9,15 | 11,93 | 0,92 | 12,28 | 0,75 | 1,12 |
| 30 | PF 1 | 0,01 | 1850,08 | 0,02 | 0,02 | 0,02 | 0,015895 | 0,16 | 0,03 | 2,8 | 0,48 | 2,8 | 0,01 | 0,01 |
| 30 | PF 2 | 11,8 | 1850,08 | 0,71 | 0,76 | 1,06 | 0,020046 | 2,78 | 4,8 | 9,03 | 1,06 | 9,26 | 0,52 | 0,7 |
| 30 | PF 3 | 23,6 | 1850,08 | 1,03 | 1,12 | 1,55 | 0,018956 | 3,47 | 7,99 | 10,99 | 1,1 | 11,34 | 0,7 | 1,01 |
| 20 | PF 1 | 0,01 | 1848,64 | -1,18 | -2,5 | -1,18 | 0 | | 2,21 | 3,21 | 0 | 4,91 | 0,45 | |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|----|------|------|---------|-------|-------|------|----------|------|------|-------|------|------|------|------|
| 20 | PF 2 | 11,8 | 1848,64 | -1,42 | -0,72 | 1,69 | 0,367534 | | 1,51 | 2,66 | 0 | 4,08 | 0,37 | |
| 20 | PF 3 | 23,6 | 1848,64 | -0,96 | -0,12 | 2,25 | 0,23802 | | 2,97 | 3,69 | 0 | 5,66 | 0,53 | |
| 10 | PF 1 | 0,01 | 1847,43 | 0,03 | 0,03 | 0,03 | 0,061739 | 0,33 | 0,02 | 1,28 | 0,95 | 1,28 | 0,01 | 0,01 |
| 10 | PF 2 | 11,8 | 1847,43 | 0,66 | 0,79 | 1,1 | 0,046045 | 2,94 | 4,01 | 9,78 | 1,47 | 9,9 | 0,41 | 0,41 |
| 10 | PF 3 | 23,6 | 1847,43 | 0,84 | 1,08 | 1,65 | 0,062819 | 3,99 | 5,92 | 11,65 | 1,78 | 11,8 | 0,5 | 0,51 |
| 0 | PF 1 | 0,01 | 1845,29 | 0,01 | 0,01 | 0,02 | 0,096773 | 0,32 | 0,02 | 1,93 | 1,12 | 1,93 | 0,01 | 0,01 |
| 0 | PF 2 | 11,8 | 1845,29 | 0,51 | 0,91 | 2,24 | 0,218041 | 5,84 | 2,03 | 5,98 | 3,1 | 6,11 | 0,33 | 0,36 |
| 0 | PF 3 | 23,6 | 1845,29 | 0,77 | 1,3 | 2,8 | 0,12824 | 6,44 | 3,91 | 7,92 | 2,61 | 8,15 | 0,48 | 0,62 |

8. Proceso de Diseño

En esta sección, se enumeran y describen los pasos considerados durante el proceso de diseño, detallando sus particularidades. Además, se proporcionan las dimensiones finales de las estructuras hidráulicas diseñadas.

8.1. Estimación de la población.

8.1.1. Población actual.

Después de realizar la visita de campo y recopilar la información proporcionada por el responsable de las actividades relacionadas con el sistema de abastecimiento en la vereda Bajo Boleo, se estima que la población actual asciende a setenta (70) familias, con un promedio de cuatro (4) personas por familia, lo que da un total de doscientas ochenta (280) personas. De estas, diez (10) familias se dedican a actividades económicas como la cría de ganado y los cultivos. Cabe destacar que el sistema de riego y abastecimiento de agua para el ganado proviene del sistema de agua potable de la zona.

En cuanto al uso institucional del recurso, la vereda cuenta con una escuela rural con un promedio de ocho (8) estudiantes, cifra que puede aumentar en tres o cuatro (3 o 4) debido a la población flotante.

8.1.2. Periodo de diseño.

El periodo de diseño debe establecer tanto los parámetros fundamentales del proyecto como la capacidad de la infraestructura para satisfacer las necesidades futuras, según lo establecido en el título B del Reglamento de Acueducto y Alcantarillado Sanitario (RAS) 2000.

En adición, de acuerdo con el artículo 40 de la resolución 0330 de 2017, se establece un periodo de diseño de veinticinco (25) años para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo (p. 31).

8.1.3. Proyección poblacional

En ausencia de datos complementarios provenientes de censos realizados por entidades oficiales, se emplean como datos de entrada para la proyección poblacional estimaciones basadas en el número de familias para las cuales fue diseñado el sistema de abastecimiento, aproximadamente en el año 1980. Este número asciende a veinte suscriptores, con una media de cuatro integrantes por familia, lo que resulta en un total de ochenta (80) habitantes; como segundo dato, se considera la población actual, la cual asciende a doscientos ochenta (280) habitantes, de acuerdo con lo anteriormente mencionado.

Se asume un crecimiento lineal de la población para realizar la proyección, usando la fórmula aritmética:

$$P_{f2049} = P_{uc} + ka * n$$

Donde:

P_{f2049} : Población futura, en el año 2049.

P_{uc} : Población registrada en el último censo.

Ka : incremento promedio de crecimiento por unidad de tiempo.

n : unidades de tiempo transcurridas desde el primer dato registrado, en años, para la proyección.

Se toma como $i = 0$, el año 1980, teniendo en cuenta que para años anteriores a este se desconoce información sobre la población

La tasa de crecimiento se estima como sigue:

$$Ka = \frac{P_{uc} - P_{i=0}}{m}$$

Donde:

Ka : incremento promedio de crecimiento por unidad de tiempo.

P_{uc} : Población registrada en el último censo.

$P_{i=0}$: Población inicial (1980)

m : unidades de tiempo, en años, transcurridas entre 1980 y el último dato registrado.

$$Ka = \frac{280 - 80}{44} = 4.\overline{54}$$

Luego, la ecuación para la estimación de la población futura corresponde a:

$$P_{f2049} = 80 + 4.\overline{54} * n$$

Sabiendo que n corresponde al periodo de diseño más cuarenta y cuatro (44), se obtiene la población futura así:

$$P_{f2049} = 80 + 4.\overline{54} * (44 + 25)$$

$$P_{f2049} = 80 + 4.\overline{54} * 69 = 393.\overline{63} \cong 394 \text{ habitantes}$$

Los datos de la proyección se consignan en la Tabla 15.

Tabla 15. Datos de proyección poblacional.

| <i>Año</i> | <i>i</i> | <i>Familias</i> | <i>Población</i> |
|------------|----------|-----------------|------------------|
| 1980 | 0 | 20 | 80 |
| 2024 | 44 | 80 | 280 |
| 2049 | 69 | 98 | 394 |

8.2. Dotación

Se define como la cantidad de agua asignada a una población o a un habitante para su consumo durante una ventana de tiempo, expresada en litros por habitante día (L/Hab-día).

8.2.1. Dotación neta máxima para la situación actual.

El título J del Reglamento de Acueducto y Alcantarillado Sanitario (RAS) 2000, dentro de la ficha 7 apartado 5 define la dotación para la subsistencia de una familia rural como la cantidad mínima de recursos hídricos necesarios para satisfacer las necesidades básicas de agua destinadas al consumo humano, los animales y las plantas de subsistencia.

Teniendo en cuenta lo anterior, se realiza el cálculo de dotación neta conforme al proceso de diseño de abastos de agua presente en la resolución 0844 de 2018, artículo 32, en el cual se menciona que el rango de dotación deberá encontrarse entre los veinte y los doscientos litros por habitante día (20 L/Hab – día) – 200 L/Hab – día), para este caso se tomará la dotación máxima teniendo en cuenta que no hay información precisa sobre las actividades desarrolladas por cada familia. Los resultados de lo anterior se presentan en la Tabla 16.

Tabla 16. Dotación neta máxima para subsistencia de familia rural (2024).

| <i>Año</i> | <i>Usuarios</i> | <i>Personas por usuario</i> | <i>Total habitantes</i> | <i>Dotación neta Máxima [L/hab*día]</i> | <i>Dotación Neta [L/ día]</i> | <i>Dotación Neta [L/s]</i> | <i>Consumo total [m³/día]</i> |
|------------|-----------------|-----------------------------|-------------------------|---|-------------------------------|----------------------------|--|
| 2024 | 70 | 4 | 280 | 200 | 56000 | 0.648 | 56 |
| 2049 | 99 | 4 | 396 | 200 | 79200 | 0.917 | 79.2 |

En lo que respecta a la escuela rural y considerando el número de asistentes en una única jornada académica, se emplea la tabla 2.8 del título B del Reglamento de Acueducto y Alcantarillado Sanitario (RAS) 2000.

Por lo anterior, la dotación máxima para la escuela es la contenida en la Tabla 17:

Tabla 17. Dotación para uso escolar (2024).

| <i>Año</i> | <i>Total alumnos</i> | <i>Dotación neta Máxima [L/alumno*jornada]</i> | <i>Dotación Neta [L/jornada]</i> | <i>Dotación Neta [L/s]</i> | <i>Consumo total [m³/jornada]</i> |
|------------|----------------------|--|----------------------------------|----------------------------|--|
| 2024 | 10 | 20 | 200 | 0.0093 | 0.2 |
| 2049 | 15 | 20 | 300 | 0.0139 | 0.3 |

8.3. Pérdidas

El título B de la Resolución 1096 de 2017 define las pérdidas como “la diferencia entre el volumen de agua tratada y medida a la salida de las plantas potabilizadoras y el volumen entregado a la población y que ha sido medido e las acometidas domiciliarias del municipio” (p.35). Se resumen los tipos de pérdidas en la Figura 32.

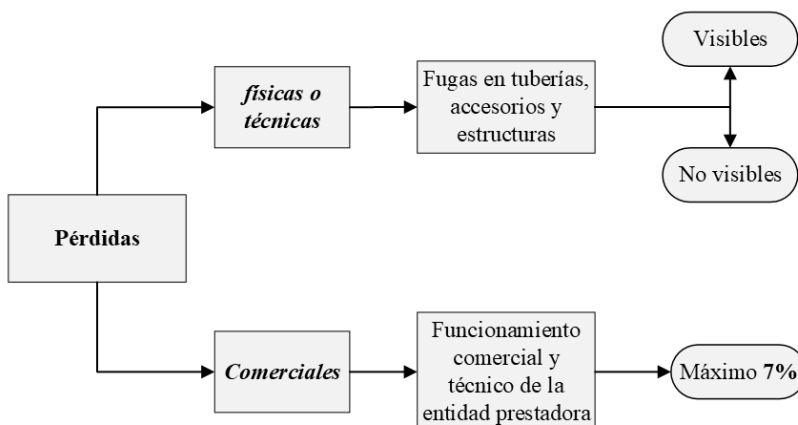


Figura 32. Clasificación de las pérdidas.

Además, según lo especificado en el RAS 2000, cuando la demanda se calcula en función de la proyección de la población o el número de habitantes, las pérdidas comerciales no deben tenerse en cuenta al calcular los caudales para el sistema de acueducto. Por lo tanto, se establece que el 100% de las pérdidas en este caso corresponden a pérdidas físicas o técnicas.

El porcentaje final de pérdidas utilizado será del 25%, basándose en la reglamentación de referencia, la cual establece este valor como el límite máximo admisible de pérdidas. Esta elección se fundamenta en la observación en campo y en la consideración de la probabilidad de existencia o generación de puntos de pérdida, así como en el difícil acceso a los elementos del sistema de abastecimiento para su respectivo mantenimiento.

8.4. Dotación bruta

De acuerdo con la resolución 2320 de 2009, la dotación bruta se debe calcular mediante la siguiente ecuación:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

Dónde

d_{bruta} : dotación bruta

d_{neta} : dotación neta

$\%p$: pérdidas máximas admisibles (tomado como 25%)

Teniendo en cuenta que se ha calculado en función el consumo en L/día y los tipos

de suscriptores o actividades que generarán consumo del recurso, se define que:

$$d_{bruta} = Q_{med}D$$

Donde:

Q_{md} : Caudal medio diario en L/día

Los resultados obtenidos tras aplicar la anterior ecuación se encuentran en la Tabla 21.

8.5. Caudal máximo diario

Corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas a lo largo de un periodo de un año (Resolución 1096 de 2017, p. 38). Se calcula como sigue:

$$QMD = Q_{md} * k_1$$

Donde:

QMD : Caudal máximo diario

Q_{md} : caudal medio diario

k_1 : Coeficiente de consumo máximo diario, para el cual se especifica que en sistemas nuevos corresponderá a 1.3

Conforme a lo anterior se tiene que:

$$QMD = Q_{md} * 1.3$$

Los resultados obtenidos tras aplicar la anterior ecuación se encuentran en la Tabla 18.

8.6. Caudal de diseño

Según el artículo 47 de la resolución 0330 de 2017, los caudales de diseño de elemento del sistema de abastecimiento se establecen Tabla 2, de la sección 1, del capítulo 2 correspondiente a sistemas de acueducto.

Luego, se define el caudal de diseño como:

$$QD = 2 * QMD$$

Donde:

QD : Caudal de diseño

$2 * QMD$: Capacidad de diseño, según el reglamento de referencia deberá ser hasta dos veces el caudal máximo diario

Los resultados obtenidos tras aplicar la anterior ecuación se encuentran en la Tabla 18.

Tabla 18. Resumen de cálculos para situación actual (2024) y proyectada (2049).

| <i>Año</i> | <i>Pérdidas</i> | <i>Dotación Bruta</i> <i>[m³/día]</i> | <i>QMD</i> <i>[m³/día]</i> | <i>QD [m³/día]</i> | <i>QD [L/s]</i> |
|------------|-----------------|---|--|-------------------------------|-----------------|
| 2024 | 25% | 74.93 | 97.41 | 194.83 | 2.25 |
| 2049 | 25% | 106 | 137.8 | 275.6 | 3.19 |

8.7. Selección del tipo de captación

Se entiende por captación el conjunto de estructuras requeridas para extraer agua de una fuente de abastecimiento (Resolución 0330 de 2017), considerando las condiciones del punto de captación.

En el contexto específico del proyecto en curso, la captación se llevará a cabo desde una fuente superficial relativamente pequeña situada en una región montañosa; en este sentido, se establece que la opción de diseño más adecuada será una estructura de bocatoma de fondo o captación sumergida, para la cual la resolución 1096 del 2000, en su título B, página 73, lista una serie de consideraciones para su diseño, las cuales se enumeran a continuación:

- i. La toma consiste fundamentalmente en un conducto, para el nivel de complejidad del sistema bajo, o dos o más conductos para los demás niveles de complejidad del sistema. El conducto o los conductos deben enterrarse en el lecho del río en el sentido transversal a la dirección de la corriente, terminando generalmente en un tubo de filtro o cámara sumergida.
- ii. La finalidad de posibles interrupciones temporales del suministro ante la posibilidad de obstrucciones, rotura o limpieza de una de las dos. En tal caso, cada uno de los conductos debe tener una la colocación de dos tuberías de toma es una manera de evitar capacidad hidráulica igual a la establecida en el numeral B.4.4.2.
- iii. El agua captada a través de la tubería, filtro o cámara sumergida debe fluir hasta una cámara de bombas, pozo de succión o cámara de inicio del flujo por gravedad y de allí ser conducida hacia el desarenador y posteriormente hacia la aducción y la planta de tratamiento
- iv. Los conductos de toma deben penetrar en el lecho del río de modo que queden localizados por debajo del nivel mínimo de socavación que adquiera

el lecho durante el paso de una creciente cuyo período de retorno sea 20 años.

- v. Con el objeto de evitar asentamientos, los conductos deben apoyarse sobre una base de concreto de 0.2 m de espesor como mínimo, en aquellos sitios donde pueda existir una socavación local en el lecho del río.
- vi. En la zona del río, los conductos de toma deben estar protegidos en las partes superior y lateral mediante un pedraplén de aproximadamente 2 m de ancho en su parte superior. Las pendientes laterales de este pedraplén deben seguir el talud natural del material empleado. Debe verificarse la estabilidad del pedraplén en función de las velocidades de arrastre del río.
- vii. Con el objeto de evitar probables obstrucciones, las tuberías deben tener un diámetro mínimo de 200 mm.
- viii. La tubería de captación debe ser preferiblemente metálica con el fin de que puedan absorber los asentamientos diferenciales que puedan producirse debido a la socavación local del lecho. El consultor puede proponer otros materiales para fabricar la tubería, los cuales debe justificar técnica y económicamente.

8.8. Diseño bocatoma

En este apartado llevará a cabo un análisis y desarrollo del diseño hidráulico de una bocatoma la cual se proyecta que sea abastecida por La Quebrada La Berriadora, ubicada en el corregimiento del Bajo Boleo, en el Darién. Este proceso partirá de un análisis hidrológico

detallado de la región, con el objetivo de estimar la capacidad de la fuente abastecedora y evaluar la capacidad de responder a la demanda de agua requerida para el consumo humano y para la subsistencia de la familia rural.

Para el diseño de una estructura hidráulica tipo Bocatoma, es necesario partir de las características de la fuente abastecedora. Para este caso de estudio se tiene que la quebrada tiene un ancho de 3 metros, donde la estructura actual ocupa 2,2 metros de este.

8.8.1. Diseño de presa

Para determinar las dimensiones de la presa es de gran importancia considerar variables como la altura hidráulica del río, su velocidad y el alcance de chorro. La longitud de la presa estará en función del caudal de diseño.

La altura hidráulica del río se determinará con la siguiente expresión:

$$H = \left(\frac{Q_{\text{máx río}}}{1,84 * L_{\text{río}}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde

$Q_{\text{máx río}}$: Caudal máximo del río (Determinado por medio del estudio hidrológico)

$L_{\text{río}}$: Ancho del río

La velocidad del río se determinará con la siguiente expresión:

$$V_{\text{río}} = \frac{Q_{\text{med río}}}{H_{\text{med río}} * L_{\text{río}}}$$

Es de gran importancia tener en cuenta que la velocidad del río debe estar entre 0,3 y 3 m/s para aplicar ecuaciones del alcance del chorro.

Y la capacidad de descarga se determinará de la siguiente manera:

$$Q = 1,84 * L * H^{1,5}$$

Donde:

L: Longitud del vertedero central

H: Altura del vertedero central

Para determinar que las dimensiones determinadas con las ecuaciones anteriores logran garantizar la captación caudal de diseño, se debe verificar que $H_{\text{diseño}} < H_{\text{mín.}}$.

8.8.2. Rejilla.

De acuerdo con lo establecido en el RAS 2000, para cada diseño de rejillas es necesario considerar aspectos como el flujo de agua asociado al nivel mínimo de la fuente, la cantidad de agua necesaria para satisfacer las necesidades de la población a ser abastecida y el nivel más alto alcanzado por las aguas durante periodos de crecida.

Las variables relacionadas en el cálculo de la longitud de chorro se observan en la Figura 33.

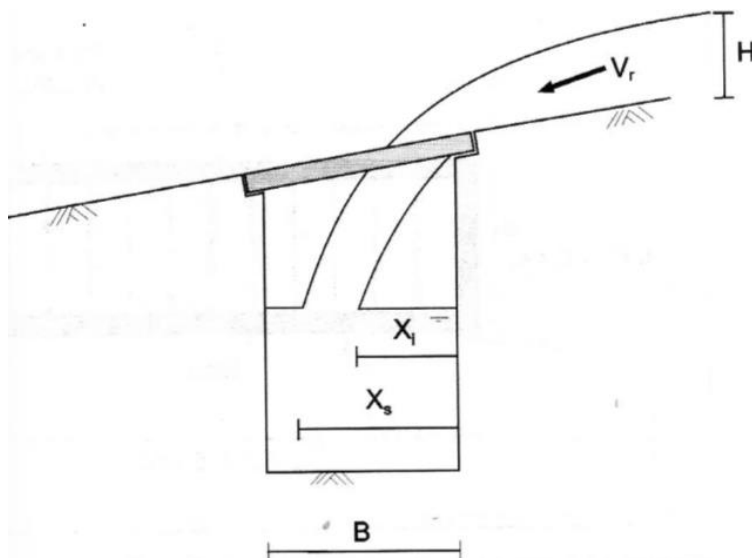


Figura 33. Vista longitudinal del sistema de rejilla.

Cada dimensión relacionada se plantea de la siguiente manera:

$$X_s = 0,36 V_r^{\frac{2}{3}} + 0,6H^{\frac{4}{7}}$$

$$X_i = 0,18 V_r^{\frac{4}{7}} + 0,74H^{\frac{3}{4}}$$

$$B = X_s + 0,10$$

Donde:

Xs: Alcance de filo superior

Xi: Alcance de filo inferior

Vr: Velocidad del río

H: Profundidad de la lámina de agua sobre la presa

B: Ancho del canal de aducción

Para disminuir el arrastre de sólidos se deberá tomar la velocidad máxima entre barrotes como lo establece el RAS 2000 en el Título B 4.5.4. y como flujo paralelo a la sección se deberá tomar un valor de k: 0,9.

Ahora bien, de acuerdo con la granulometría presente en el río, se deberán elegir la características y separación de los barrotes a utilizar teniendo en cuenta el RAS 2000 Título B 4.4.5.1 que está en función de la grava del río. Ya teniendo lo anterior, se procede a determinar el área neta, la cual está dada por la siguiente expresión:

$$A_{neta} = \frac{a}{a + b} B L_r$$

Donde:

a: Separación entre barrotes

b: Ancho de barrotes

B: Ancho del canal de aducción

Lr: Longitud de rejilla

Una vez se calcule el área neta, se procede a determinar el número de orificios por medio de la siguiente expresión:

$$A_{neta} = a B N$$

Donde:

N: Número de orificios

B: Ancho del canal de aducción

a: Separación entre barros

8.8.3. Canal de aducción

Para determinar los niveles del canal de aducción se tiene en cuenta que es un canal abierto, que el agua viene aguas arriba de la rejilla y por análisis de cantidad de movimiento se tiene la siguiente expresión:

$$h_o = \left[2 h_e^2 + \left(h_e - \frac{i L_r}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} i L_r$$

Donde:

h_o : Profundidad aguas arriba

h_e : Profundidad aguas abajo

h_c : Profundidad crítica

i : Pendiente del fondo del canal

Donde por ser un canal rectangular, se utilizará la profundidad crítica que está dada por:

$$h_c = h_e = \left(\frac{Q^2}{g B^2} \right)^{1/3}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño

g: Gravedad

B: Ancho de canal

La pendiente definida preferiblemente debe ser baja ($i < 10\%$).

Es importante tener en cuenta siempre el borde libre en el canal de aducción como medida de seguridad para evitar el desbordamiento del agua.

Finalmente, teniendo en cuenta las dimensiones elegidas es necesario chequear la velocidad del agua en el final del canal.

8.8.4. Cámara de recolección

Por medio de la Figura 34, se ilustrará el sentido del flujo en el paso por la cámara de recolección.

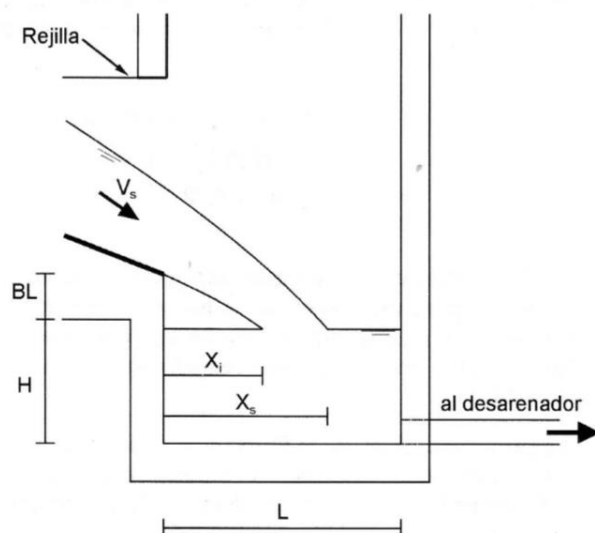


Figura 34. Vista longitudinal del sistema de cámara de recolección.

Para este elemento se utilizarán las ecuaciones de alcance de chorro que fueron planteadas en el cálculo de la rejilla, pero en este caso se deberá chequear con la velocidad presente al final del canal. Es importante resaltar que debe considerarse unas dimensiones

construibles, teniendo en cuenta que para su buen funcionamiento se debe garantizar que estas cumplan con un espacio apto para el ingreso de una persona para la realización de limpieza y mantenimiento.

8.8.5. Caudal de excesos

Para este apartado se tiene en cuenta la ecuación de orificio de la rejilla para determinar el valor del caudal captado rea, esto se determina por medio de la siguiente expresión:

$$Q_{Captado} = C_d A_n \sqrt{2gh}$$

Donde:

Cd: Coeficiente de descarga

En: Área neta

h: Altura correspondiente al caudal medio

Una vez se determine el caudal captado, el caudal de excesos se determinará con la siguiente expresión:

$$Q_{Excesos} = Q_{Captado} - Q_{diseño}$$

Ya determinado el caudal de excesos, con base al ancho del cámara definido anteriormente y la ecuación de altura de vertedero, se determina la altura de vertedero de excesos, así mismo como su velocidad.

8.8.6. Determinación de niveles

La determinación de niveles en el diseño de una bocatoma es crucial para asegurar su buen funcionamiento, pues estos son fundamentales tanto para prevenir posibles inundaciones durante crecidas del agua, como para garantizar un abastecimiento continuo y adecuado. En este apartado se deberán plantear todas las cotas correspondientes a cada elemento del sistema, con el fin de que permita un flujo continuo del agua y así poder garantizar un buen servicio para el usuario final.

Finalmente, en la Tabla 19 y Tabla 20 se presentan los resultados de las variables y dimensiones obtenidas para el diseño de la bocatoma y sus componentes.

Tabla 19. Dimensiones de estructuras hidráulicas

| <i>Elemento</i> | <i>Ancho [m]</i> | <i>Largo [m]</i> | <i>Alto [m]</i> |
|-----------------------|------------------|------------------|-----------------|
| Vertedero central | 3.3 | | 0.10 |
| Cámara de recolección | 1.2 | 1.5 | 4.75 |
| Vertedero de excesos | 1.2 | | 0.95 |

A través de la Tabla 20. *Características de la rejilla* se presentan las dimensiones resultantes a la rejilla, para la cual se adoptó una separación de 20 mm, teniendo en cuenta una granulometría correspondiente a gravas finas, de lo cual resultó una rejilla con 21 orificios. Lo anterior, se puede observar gráficamente en la Figura 35.

Tabla 20. Características de la rejilla

| <i>Rejilla</i> | |
|-------------------------------|---------|
| Ancho [m] | 0.7 |
| Largo [m] | 0.4 |
| Área neta [m ²] | 0.123 |
| Diámetro barrotes [m] | 0.01905 |
| Separación entre barrotes [m] | 0.02 |
| Número de orificios | 16 |

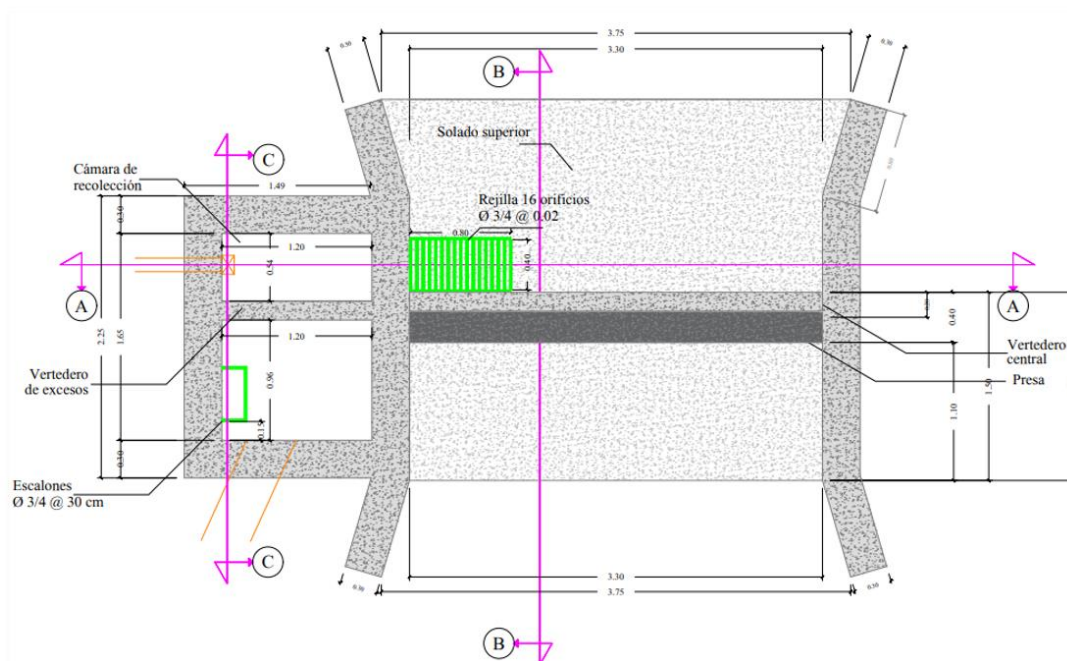


Figura 35. Vista en planta del sistema

Tabla 21. Características de la tubería de excesos

| <i>Tubería de excesos</i> | |
|---|---------|
| Caudal de exceso [L/s] | 270.90 |
| Cota de entrada [msnm] | 1886.96 |
| Cota de río en la entrega [msnm] | 1885.00 |
| Longitud de la zona de captación a la entrega [m] | 50 |
| Cota de salida de la tubería de excesos [msnm] | 1886.20 |
| Pendiente [m/m] | 0.0121 |
| Diámetro [m] | 0.407 |

Para el cálculo de las cotas, se utiliza la altimetría del fondo del río en la captación, según la lectura proporcionada por el georreferenciador. Este dato se adopta para realizar el cálculo de las cotas. (Tabla 22).

Tabla 22. Determinación de niveles asociados a la estructura hidráulica

| <i>Determinación de Niveles</i> | |
|---------------------------------|--|
|---------------------------------|--|

| | | |
|------------------------|---|---------|
| | Nivel Hmáx [m] | 1892.18 |
| | Nivel Hmed [m] | 1890.63 |
| Lámina sobre la presa | Nivel Hmin [m] | 1888.02 |
| | Nivel Hdiseño [m] | 1888.02 |
| Muro de contención | Corona | 1898 |
| | Cota Fondo aguas arriba [msnm] | 1887.53 |
| Canal de aducción | Cota Fondo aguas abajo [msnm] | 1887.50 |
| | Cota Lámina de agua [msnm] | 1887.35 |
| Cámaras de recolección | Cota Cresta del vertedero de excesos [msnm] | 1887.10 |
| | Altura vertedero de excesos [m] | 0.300 |
| | Cota Fondo definitiva [msnm] | 1886.80 |

A través de la Figura 36, se ilustrará las cotas correspondientes a cada elemento de la bocatoma desde una vista en perfil de esta.

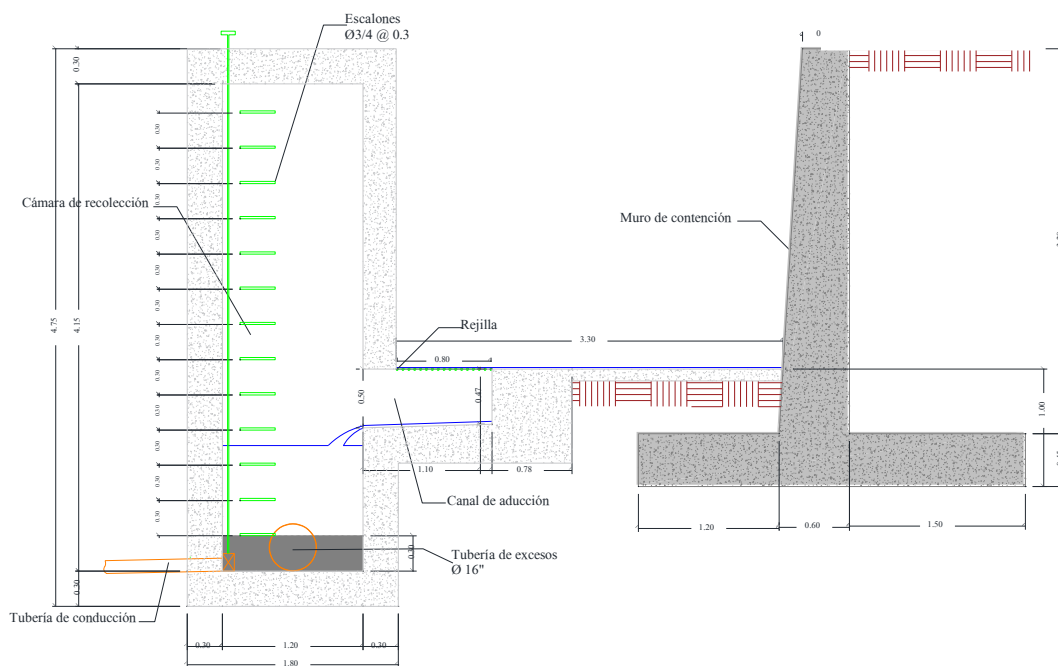


Figura 36. Vista perfil de diseño de bocatoma

8.9. Diseño del desarenador rectangular

Un desarenador se define como una estructura hidráulica presente en el tratamiento de agua cruda, que tiene como principal función remover en casi su totalidad las partículas finas de material en suspensión presentes en cuerpos de agua.

En la Figura 37 y Figura 38 se muestra un esquema general de un desarenador rectangular con sus respectivos componentes del autor (Cualla, 1995), dicho esquema se empleará como referencia para el respectivo ejercicio de diseño.

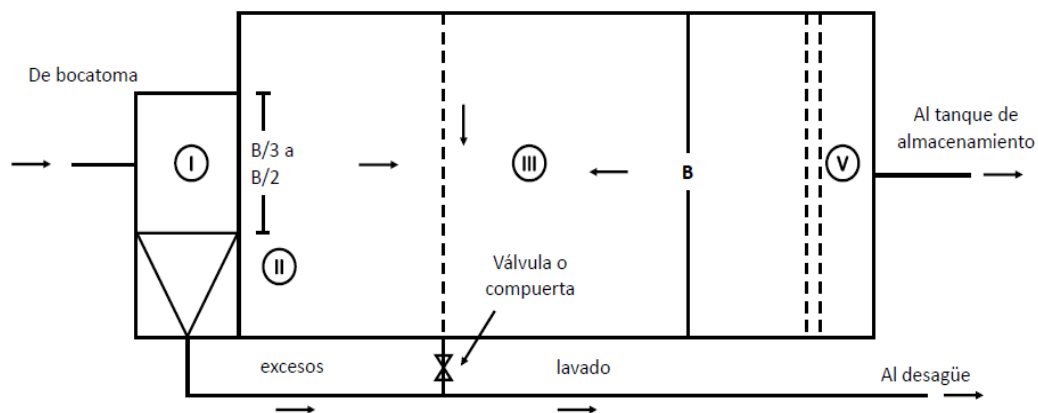


Figura 37. Vista perfil en planta del desarenador.

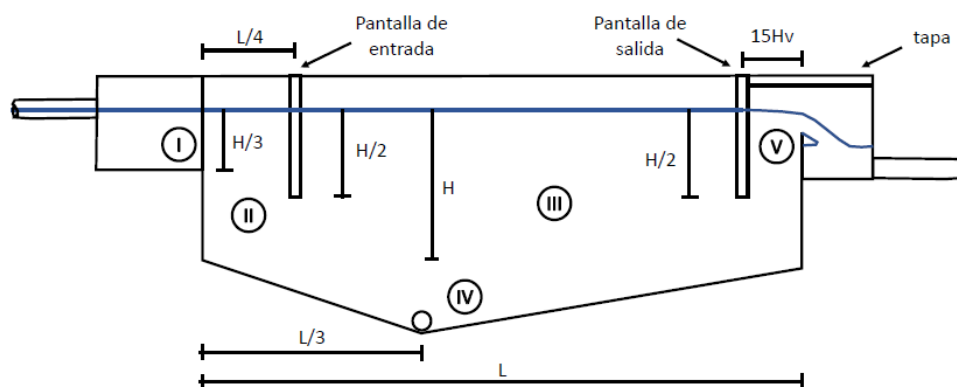


Figura 38. Vista perfil en planta del desarenador.

8.9.1. *Parámetros de entrada*

Es fundamental conocer los parámetros de entrada para el respectivo diseño del desarenador, a continuación, se exponen dichos parámetros que comprenden la caracterización física del agua y las partículas sólidas en suspensión presentes en el afluente de estudio.

Temperatura, densidad y viscosidad dinámica

Para el diseño de una estructura hidráulica como lo es un desarenador, es relevante incluir parámetros de entrada relacionados directamente con las condiciones climatológicas de la zona de estudio y las características físicas y químicas del afluente de estudio.

En la Tabla 23 se resumen los valores de los parámetros mencionado anteriormente: la temperatura del lugar, la densidad asociada y la viscosidad dinámica del agua con sus respectivas fuentes de información.

Tabla 23. Parámetros de entrada

| <i>Parámetro</i> | | <i>Fuente de información</i> |
|-----------------------------|----------|--|
| T (°C) | 19 | Temperatura promedio. Tomado de Clima Colombia |
| ρ (Kg/m ³) | 998.49 | Densidad del agua a una temperatura de 19°C. Tomado y adaptado de “Densidad del agua líquida entre 0 °C y 100 °C”, s.f. |
| μ (Kg/(m*s)) | 0.001028 | Viscosidad dinámica del agua a una temperatura de 19°C. Tomado y adaptado de la presentación “Viscosidad dinámica del agua líquida a varias temperaturas, 2015 |
| Φ (mm) | 0.03 | Diámetro de partícula mínima para remoción |

Diámetro de partículas

Es fundamental realizar la estimación del diámetro de las partículas sólidas, pues, esto influirá directamente en la capacidad y la eficiencia que tendrá el desarenador para remover las partículas finas que se encuentran en suspensión en el afluente.

Al no poseer una información exacta referente al tamaño de las partículas del lugar cercano a la bocatoma es necesario emplear valores de referencia que un desarenador puede remover en su proceso de tratamiento. Según (Resolución 330 de 2017, 2017) en el artículo 55 de la resolución 330 del 2017 estipula que:

Para el diseño del desarenador se requiere prever la eliminación de partículas con diámetro mínimo menor de 0,1 mm, con una velocidad del asentamiento vertical calculada en función de la temperatura del agua y el peso específico de la partícula, teniendo en cuenta el régimen laminar, de transición o turbulento y se deberá mantener una velocidad horizontal inferior a 0,25 m/s.

Tomando en cuenta las recomendaciones descritas por la normativa, se tomará un diámetro de partícula para una arena fina igual a 0.03 mm para el diseño del desarenador. Procurando así remover la mayor cantidad de partículas suspendidas.

Porcentaje de remoción de partículas

Es ideal que un desarenador tenga una capacidad de remoción de partículas en un rango del 80% al 85%. Sin embargo, el porcentaje de remoción de partículas se relaciona directamente con el volumen y área del desarenador, por lo que, en la

medida que aumente dicho porcentaje aumentará a su vez las dimensiones del desarenador.

Teniendo en cuenta esto, para el diseño del desarenador se tomará un porcentaje de remoción igual al 75%, buscando así tener un alto rendimiento en el proceso de remoción.

Peso específico de las partículas

Conocer la cantidad de partículas que hay una unidad de volumen de agua es indispensable a la hora de diseñar desarenadores. Según él (Resolución 330 de 2017, 2017), “El peso específico de las partículas de arena por remover será de 2.65 gr/cm³” (artículo 55, resolución 330).

Conocer la cantidad de partículas que hay una unidad de volumen de agua es indispensable a la hora de diseñar desarenadores. Según él (Resolución 330 de 2017, 2017), “El peso específico de las partículas de arena por remover será de 2.65 gr/cm³” (artículo 55, resolución 330). Tomando en cuenta las recomendaciones descritas por la normativa, se tomará un peso específico de partícula igual a 2.65 g/cm³ para el diseño del desarenador.

Teniendo los parámetros de entrada necesarios se realizará el respectivo diseño del desarenador con todos sus componentes necesarios.

8.9.2. *Parámetros de sedimentación*

Velocidad de sedimentación (Vs)

Para el cálculo de la velocidad de sedimentación es necesario identificar el diámetro de partícula para estimar el régimen de flujo y la ecuación correspondiente para la estimación de la velocidad de sedimentación. Para el caso de estudio, al tener un afluente con alta carga de sedimentos es necesario diseñar el desarenador con la capacidad de remover el tamaño más pequeño de partícula posible.

En la Figura 39, se exponen las ecuaciones de velocidad de sedimentación (Vs) en función del diámetro de partícula.

| Material | φ Limite de las partículas (cm) | # de Reynolds | Vs | Régimen | Ley Aplicable |
|--------------|--|---|--|------------|---|
| Grava | >1.0 | >10 000 | 100 | Turbulento | $V_s = 1.82 \sqrt{dg \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)}$ Newton |
| Arena Gruesa | 0.100 0.080 0.050 0.050 0.040 0.030 0.020 0.015 | 1 000 600 180 27 17 10 4 2 | 10.0 8.3 6.4 5.3 4.2 3.2 2.1 1.5 | Transición | $V_s = 0.22 \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left[\frac{d}{(\mu / \rho)^{1/3}} \right]$ Allen |
| Arena Fina | 0.010 0.008 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001 | 0.8 0.5 0.24 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0 | 0.8 0.6 0.4 0.3 0.2 0.13 0.06 0.015 | Laminar | $V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$ Stokes |

Figura 39. Velocidad de sedimentación en función del diámetro de partícula.

(Tomado y adaptado de la Organización Panamericana de Salud, 2005)

Es así como la ecuación que rige nuestro flujo es la ley de Stokes.

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$$

Donde:

V_s : velocidad de sedimentación en m/s.

g : valor de la gravedad expresada en m/s^2 .

ρ_a : densidad del agua expresada en kg/m^3 .

ρ : densidad de las partículas expresada en kg/m^3 .

μ : viscosidad dinámica del agua expresada en $kg/(m*s)$.

d : diámetro de las partículas expresado en m.

Altura de desarenador (H)

Estimar la altura total del desarenador es un punto muy importante, pues, de esta altura dependerán algunos parámetros hidráulicos de diseño. Según (Cualla, 1995), “La profundidad mínima especificada es de 1.50 metros y la máxima de 4.50 metros” (p. 156). Pensado en las limitaciones de espacio y en el proceso constructivo de la estructura se empleará un valor de $H = 3 m$.

Tiempo de remoción de partículas (t)

Se define como el tiempo que tarda una partícula en llegar al punto más bajo desde el punto más alto.

Se expresa con la siguiente ecuación:

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

Donde:

t : tiempo de remoción de partículas expresado en s.

H : altura del sedimentador expresada en m.

V_s : velocidad de sedimentación expresada en m/s.

Periodo de retención hidráulica (Θ)

Según Cualla (1995), el tiempo que tarde una partícula de agua en entrar y salir del tanque debe estar comprendido entre 0.5 horas y 4 horas (p. 156).

Se expresa con la siguiente ecuación:

$$\theta = \% \text{ Remoción de partículas} \times t$$

Donde:

θ : tiempo de retención hidráulica expresado en s.

t : tiempo de remoción de partículas expresado en s.

Volumen del desarenador:

Se estima con la siguiente expresión.

$$V_{des} = \theta \times QMD$$

Donde:

V_{des} : volumen del desarenador expresado en m^3 .

θ : tiempo de retención hidráulica expresado en s.

QMD : caudal de diseño expresado en m^3/s .

Área superficial del desarenador (A_s)

Se expresa con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{V_{des}}{H}$$

Donde:

A_s : área superficial del desarenador expresado en m^2 .

V_{des} : volumen del desarenador expresado en m^3 .

H : altura del desarenador expresado en m.

Longitud del desarenador (L):

Según la (Organización Panamericana de Salud, 2005) “La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/H) será entre los valores de 5 – 20” (p. 18).

Para el diseño del desarenador se empleará una relación largo-alto de 6 a 1.

Ancho del desarenador (B)

Según afirma la (Organización Panamericana de Salud, 2005), “La relación de las dimensiones de largo y ancho (L/B) será entre los valores de 3 - 6” (p.18). Sin embargo, otros autores como (Cualla, 1995) afirman que, “Con el fin de aproximarse lo más posible al flujo en pistón, se recomienda un tanque rectangular con una relación de longitud a ancho (L/B) entre 3/1 y 5/1” (p. 156). Para la estimación del ancho de diseño y acogiéndose a las restricciones de espacios del lugar se adoptará una relación largo-ancho de 3 a 1.

Velocidad de flujo horizontal (Vf)

Se determina con la siguiente expresión:

$$V_f = \frac{QMD}{B \times H}$$

Donde:

V_f : velocidad de flujo horizontal expresada en m/s.

QMD : caudal de diseño expresado en m³/s.

B : ancho del desarenador expresado en m.

H : altura del desarenador expresado en m.

Condición entre velocidad de sedimentación y velocidad de flujo horizontal

Se establece la siguiente relación, para que las partículas que se encuentran sedimentadas no vuelvan a flotar.

$$V_f < 20V_s$$

Al aplicar la metodología para definir las dimensiones del desarenador, se obtuvieron los siguientes resultados, Además, se establecieron cotas de interés a partir de estas medidas con el objetivo de la ubicación de las obras en el terreno

Tabla 24. Dimensiones del desarenador rectangular.

| Dimensiones Desarenador Rectangular | |
|--|------|
| V (m3) | 59,1 |
| A (m2) | 19,7 |
| B (m) | 2,6 |
| L (m) | 7,8 |
| H (m) | 3,0 |

Tabla 25. Cotas de interés del desarenador rectangular

| Cotas de interés | |
|---|--------|
| Cota batea tubería entrada | 1815,7 |
| Cota lámina de agua entrada | 1815,8 |
| Cota lámina de agua cámara de aquietamiento | 1815,7 |
| Cota lámina de agua sedimentador | 1815,7 |
| Cota lámina de agua cámara de recolección | 1815,7 |
| Cota de la corona de los muros | 1816,2 |

| | |
|---------------------------------------|--------|
| Cota de fondo cámara aquietamiento | 1815,3 |
| Cota batea tubería lavado | 1812,4 |
| Cota fondo cámara recolección | 1815,4 |

8.9.3. Elementos del desarenador

Altura del vertedero de salida (H_v)

La altura del vertedero se estima con la siguiente expresión:

$$H_v = \left(\frac{QMD}{1.84 \times B} \right)^{2/3}$$

Donde:

H_v : altura del vertedero de salida expresada en m.

QMD : caudal de diseño expresado en m^3/s .

B : ancho del desarenador expresado en m.

Velocidad del vertedero de salida (V_v)

La velocidad se estima con la siguiente ecuación:

$$V_v = \frac{QMD}{B \times H_v}$$

Donde:

V_v : velocidad del vertedero de salida expresada en m/s .

QMD : caudal de diseño expresado en m^3/s .

B : ancho del desarenador expresado en m.

H_v : la altura del vertedero de salida expresado en m.

Longitud del chorro del vertedero de salida (X_s)

Se estima con la siguiente expresión:

$$X_s = 0.36(V_v)^{2/3} + 0.60(H_v)^{4/7}$$

Donde:

X_s : longitud del chorro del vertedero expresada en m.

V_v : velocidad de salida del vertedero expresada en m/s.

H_v : altura del vertedero de salida expresada en m.

Longitud del vertedero de salida (L_v)

Se determina con la siguiente expresión:

$$L_v = X_s + BL$$

Donde:

L_v : longitud del vertedero de salida expresada en m.

X_s : longitud del chorro del vertedero expresada en m.

BL : borde libre expresado en m.

Cabe resaltar que dicha relación depende directamente de un borde libre de diseño, que para el caso de diseño del desarenador se empleará un valor de borde libre de 0.1 m.

Profundidad pantalla de salida (H_{ps})

Se expresa como:

$$H_{ps} = \frac{H}{2}$$

Donde

H_{ps} : profundidad de la pantalla de salida expresada en m.

H : altura de la desarenador expresada en m.

Distancia al vertedero de salida (D_v):

Se calcula como:

$$D_v = 15H_v$$

Donde:

D_v : distancia al vertedero de salida expresada en m.

H_v : altura del vertedero de salida expresada en m.

Profundidad pantalla de entrada (H_{pe})

Este parámetro se calcula con la siguiente expresión:

$$H_{pe} = \frac{H}{2}$$

Donde:

H_{ps} : profundidad de la pantalla de salida expresada en m.

H : altura de la desarenador expresada en m.

Distancia a la cámara de quietamiento (D_{ca})

Se define mediante la siguiente expresión:

$$D_{ca} = \frac{L}{4}$$

Donde:

D_{ca} : distancia a la cámara de quietamiento expresada en m.

L : longitud de la desarenador expresada en m.

Profundidad máxima de almacenamiento de lodos (P máx)

Según Cualla (1995), se adopta una profundidad máxima de 0.40 metros.

Siguiendo las recomendaciones de diseño, se tomará una profundidad máxima igual a 0.4 m.

Longitud total (LT)

Se define como:

$$LT = L + 15H_v + \frac{L}{4}$$

Donde:

LT : longitud total expresada en m.

H_v : altura del vertedero de salida expresada en m.

L : longitud de la desarenador expresada en m.

Distancia al punto de salida desde la cámara de quietamiento (LT/3)

Esta relación está dada por:

$$\frac{LT}{3}$$

Donde:

LT : longitud total expresada en m.

Distancia desde el punto de salida al vertedero de salida (2/3LT)

Esta relación está dada por:

$$\frac{2}{3}LT$$

Donde:

LT : longitud total expresada en m.

Pendiente transversal

Se define como:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{B} \times 100$$

Donde:

$P_{m\acute{a}x}$: profundidad máxima de almacenamiento de lodos expresada en m.

B : ancho del desarenador expresado en m.

Según (Cualla, 1995), “Las pendientes del fondo deben estar comprendidas entre el 1% y el 8% con el fin de que los lodos rueden fácilmente hacia la tubería de desagüe y la labor de limpieza manual sea segura para los operarios” (p. 156).

Pendiente longitudinal $LT/3$

Se define como:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{LT/3} \times 100$$

Donde:

$P_{m\acute{a}x}$: profundidad máxima de almacenamiento de lodos expresada en m.

LT : longitud total expresada en m.

Pendiente longitudinal $2LT/3$

Se define como:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{2LT/3} \times 100$$

Donde:

$P_{m\acute{a}x}$: profundidad máxima de almacenamiento de lodos expresada en m.

LT : longitud total expresada en m.

Profundidad cámara de aquietamiento (H_{ca})

Se expresa como:

$$H_{ca} = \frac{H}{3}$$

Donde:

H_{ca} : profundidad de la cámara de aquietamiento expresada en m.

H : altura del desarenador expresado en m.

Ancho cámara de aquietamiento (B_{ca})

Se expresa como:

$$B_{ca} = \frac{B}{2}$$

Donde:

B_{ca} : ancho de la cámara de aquietamiento expresada en m.

B : ancho del desarenador expresado en m.

Velocidad de llegada de la bocatoma (V_{boc})

Este parámetro se calcula como:

$$V_{boc} = 2 \left(\frac{QMD}{A_{tub\ boc}} \right)$$

Donde:

V_{boc} : velocidad de llegada desde la bocatoma expresada en m/s.

QMD : caudal de diseño expresado en m³/s.

$A_{tub\ boc}$: área de la tubería que llega desde la bocatoma expresada en m².

Alcance del chorro de entrada (Xs)

$$X_s = 0.36(V_{boc})^{2/3} + 0.60(D_{tub\ boc})^{4/7}$$

Donde:

X_s : alcance del chorro de entrada expresado en m.

V_{boc} : velocidad de llegada desde la bocatoma expresada en m/s.

$D_{tub\ boc}$: diámetro de la tubería que llega desde la bocatoma expresado en m.

Longitud de entrada (Le)

Se define como:

$$L_e = X_s + BL$$

Donde:

L_e : es la longitud de entrada expresada en m.

X_s : es la longitud del chorro de entrada expresada en m.

BL : es el borde libre expresado en m.

Cabe resaltar que dicha relación depende directamente de un borde libre

de diseño, que para el caso de diseño del desarenador se empleará un valor de

borde libre de 0.1 m.

Altura sobre el vertedero de entrada

Se calcula como:

$$H_V = \left(\frac{QMD}{1.84B_{cam}} \right)^{2/3}$$

Donde:

H_V : altura sobre el vertedero de entrada expresada en m.

QMD : caudal de diseño expresado en m^3/s .

B_{cam} : ancho de la cámara de quietamiento expresado en m.

Altura de excesos de la cámara de quietamiento (H_{ex})

Se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$H_{ex} = \left(\frac{QMD}{1.84L_e} \right)^{2/3}$$

Donde:

H_{ex} : la altura de excesos de la cámara de quietamiento expresada en m.

QMD : el caudal de diseño expresado en m^3/s .

Velocidad de excesos de la cámara de quietamiento (V_{ex})

Se define como:

$$V_{ex} = \frac{QMD}{L_e \times H_{ex}}$$

Donde:

V_{ex} : velocidad de excesos de la cámara de quietamiento expresada en m/s .

QMD : el caudal de diseño expresado en m^3/s .

L_e : longitud de excesos de la cámara de quietamiento expresada en m.

Alcance chorro de rebose de la cámara de quietamiento (X_s)

Se expresa como:

$$X_s = 0.36(V_{ex})^{2/3} + 0.60(H_{ex})^{4/7}$$

Donde:

X_s : alcance del chorro de rebose de la cámara de quietamiento expresado en m.

V_{ex} : velocidad de los excesos de la cámara de quietamiento expresada en m/s.

H_{ex} : altura de los excesos de la cámara de quietamiento expresada en m.

Ancho mínimo de los excesos de la cámara de quietamiento ($B_{exc\ min}$)

Se determina como:

$$B_{exc\ min} = X_s + BL$$

Donde:

$B_{exc\ min}$: ancho mínimo de los excesos de la cámara de quietamiento expresado en m.

X_s : alcance del chorro de rebose de la cámara de quietamiento expresado en m.

BL : borde libre expresado en m.

Cabe resaltar que dicha relación depende directamente de un borde libre de diseño, que para el caso de diseño del desarenador se empleará un valor de borde libre de 0.1 m.

Tiempo de vaciado (t_v)

Se calcula con la siguiente expresión:

$$t_v = \frac{2B \times LT \times H^{\frac{1}{2}}}{C_d \times A \times \sqrt{2g}}$$

Donde:

t_v : tiempo de vaciado del desarenador expresado en s.

B : ancho del desarenador expresado en m.

LT : longitud total expresada en m.

H : altura del desarenador expresada en m.

C_d : coeficiente de descarga.

A : área de la tubería de descarga expresada en m^2 .

g : gravedad expresada en m/s^2 .

Cabe resaltar que el caudal de descarga (C_d) empleado para el diseño será de 0.3 y para el diámetro de la tubería de descarga (A) se empleará una tubería de descarga de 10 pulgadas, garantizando así, reducir el tiempo de vaciado.

En las siguientes tablas se presentan los resultados de las variables y dimensiones obtenidas para el diseño del desarenador y sus componentes.

Tabla 26. Resultados de los parámetros de sedimentación del desarenador.

| Parámetros de sedimentación | |
|------------------------------------|----------|
| Vs (cm/s) | 0,077 |
| g (cm/s) | 981 |
| Pagua (g/cm^3) | 0,998 |
| Psedimentos (g/cm^3) | 2,650 |
| θ/t | 3 |
| H (cm) | 300 |
| t (s) | 3807,10 |
| θ (s) | 11421,30 |
| (hr) | 1,06 |
| θ (hr) | 3,17 |

Tabla 27. Resultados de diseño para el vertedero de salida.

| Vertedero de salida | |
|----------------------------|------|
| Hv (m) | 0,01 |
| Vv (m/s) | 0,19 |
| Xs | 0,16 |
| Lv (m) | 0,25 |

Tabla 28. Resultados de diseño para la pantalla de salida.

| Pantalla de salida | |
|--------------------------------------|------|
| Profundidad (m) | 1,5 |
| Distancia al vertedero de salida (m) | 0,16 |

Tabla 29. Resultados de diseño para la pantalla de entrada.

| Pantalla de entrada | |
|---|------|
| Profundidad (m) | 1,5 |
| Distancia a la cámara de aquietamiento (m) | 1,95 |

Tabla 30. Resultados de diseño para la zona de almacenamiento de lodos.

| Almacenamiento de lodos | |
|---|------|
| Profundidad máxima (m) | 0,30 |
| Distancia punto de salida a la cámara de aquietamiento (m) | 2,60 |
| Distancia punto de salida al vertedero salida (m) | 5,20 |
| Pendiente transversal (%) | 11,5 |
| Pendiente longitudinal (L/3) | 11,5 |
| Pendiente longitudinal (2L/3) | 7,7 |
| L/3 | 2,6 |
| 2L/3 | 5,2 |

Tabla 31. Resultados de diseño para la cámara de aquietamiento.

| Cámara de aquietamiento | |
|--------------------------------|------|
| Profundidad (m) | 1,0 |
| Ancho (m) | 0,87 |
| Largo (m) | 1 |

Tabla 32. Resultados de diseño para el vertedero de entrada.

| Rebose de cámara de aquietamiento | |
|--|--|
|--|--|

| | |
|------------------------------|-------|
| Qexcesos (m ³ /s) | 0,004 |
| He (m) | 0,016 |
| Ve (m/s) | 0,229 |
| Xs (m) | 0,216 |
| Le (m) | 0,867 |

Tabla 33. Resultados para la estimación del tiempo de vaciado de lodos.

| | |
|----------------------------|---------------|
| Tubería lavado (m) | 0,0127 |
| Cota entrega desagüe | 1810,00 |
| Cota agua sobre la tubería | 1815,75 |
| Longitud conducción (m) | 44,00 |
| Altura disponible (m) | 5,75 |
| J (m/m) | 0,0920 |
| Qinicial | 0,0541 |
| Cd | 0,2809 |
| t (min) | 71,7952 |

Para tener un mayor detalle en cuanto al dimensionamiento y especificaciones del desarenador rectangular, revisar el anexo 10.

Durante el desarrollo del diseño de bocatoma y desarenador en este proyecto, se presentaron desafíos significativos, los cuales no permitieron obtener el diseño inicial de las estructuras hidráulicas planteadas, puesto que las dimensiones del vertedero y la estructura en su conjunto resultaban ser considerablemente mayores que el ancho de la quebrada. Esta diferencia fue principalmente atribuible a la magnitud del caudal determinado para la fuente de abastecimiento. La aplicación de métodos de cálculo y evaluación detallados confirmó que las dimensiones propuestas excedían significativamente la capacidad física del entorno del río, lo que resultó en un diseño inaplicable desde una perspectiva práctica y técnica.

De esta manera, nace la necesidad de buscar otra alternativa de diseño empleada que se adapte mejor a las condiciones del proyecto.

8.10. Diseño desarenador circular

La implementación de un desarenador circular para el proyecto es una propuesta innovadora y que puede resultar viable en cuanto a la fácil adaptabilidad que puede tener frente a las diferentes condiciones. Esto resulta un tema innovador, pues no es muy frecuente encontrar proyectos donde se implementen este tipo de estructuras con esta configuración circular.

En cuanto a la metodología de diseño se tiene poca información, en cuanto a la estimación de los parámetros de sedimentación y al dimensionamiento del desarenador. Es por esto que se propone la siguiente metodología de diseño para un desarenador circular tomando como referencia y soporte la metodología de cálculo empleada para desarenadores rectangulares y las condiciones de área y profundidad disponible.

8.10.1. Dimensionamiento

Radio desarenador (r_o)

Se define mediante la siguiente expresión:

$$r_o = \frac{B_{des\ actual}}{2}$$

Donde:

r_o : radio del desarenador expresado en m.

$B_{des\ actual}$: ancho del desarenador actual expresado en m.

Radio tubería interna (ri)

Se define mediante la siguiente expresión:

$$ri = \frac{D_{tub\ boc}}{2}$$

Donde:

ri : radio de la tubería interna expresado en m.

$D_{tub\ boc}$: diámetro de la tubería de salida de la bocatoma expresado en m.

Radio interno desarenador (r)

Se calcula como:

$$r = \frac{ro}{2}$$

Donde:

r : radio interno del desarenador expresado en m.

ro : radio del desarenador expresado en m.

Volumen desarenador (V)

Se define como:

$$V = QMD \times \theta$$

Donde:

V : es el volumen del desarenador en m³.

QMD : el caudal de diseño expresado en m³/s.

θ : el tiempo de retención hidráulico expresado en s.

Altura del agua desarenador (ho)

Para el diseño del desarenador se empleó una altura de 2.00 m.

Altura de lodos

Para este ejercicio de diseño se empleó como referencia la altura de lodos estimada para desarenadores rectangulares. Por lo que la altura de los lodos para el desarenador circular será de 0.40 m.

8.10.2. Parámetros de sedimentación

Velocidad de flujo (Vf)

Se estima con la siguiente expresión:

$$Vf = \frac{QMD}{2\pi(r - ri)ho}$$

Donde:

- Vf*: la velocidad de flujo expresada en m/s.
- QMD*: el caudal de diseño expresado en m³/s.
- r*: radio interno del desarenador expresado en m.
- ro*: radio del desarenador expresado en m.
- ho*: la altura del desarenador expresado en m.

Velocidad de sedimentación de partículas

Se calcula como:

$$Vc = \frac{QMD}{\pi(ro^2 - ri^2)}$$

Donde:

- Vc*: la velocidad de sedimentación de partículas expresada en m/s.
- QMD*: el caudal de diseño expresado en m³/s.

r_o : radio del desarenador expresado en m.

r_i : radio de la tubería interna expresado en m.

Tiempo de remoción de partículas (t)

Se define como:

$$t = \frac{h_o}{V_c}$$

Donde:

t : el tiempo de remoción de partículas expresado en h.

h_o : la altura del desarenador expresado en m.

V_c : la velocidad de sedimentación de partículas expresada en m/s.

Porcentaje de remoción

Para efectos de diseño se empleó un porcentaje de remoción igual a 80%, de manera que se haga una efectiva remoción de las partículas en suspensión.

Tiempo de retención hidráulico (θ)

Se estima como:

$$\theta = \% \text{ remoción} \times t$$

Donde:

θ : el tiempo de retención hidráulico expresado en h.

t : el tiempo de remoción de partículas expresado en h.

Diseño de vertederos

Para el diseño del desarenador circular se optó por incluir vertederos con configuración triangular, de tal manera que con esta configuración las partículas que no

alcanzan a sedimentarse choquen con este vertedero y no permitan que pasen al canal de recolección.

En la Figura 40, se ilustra un esquema de un vertedero triangular.

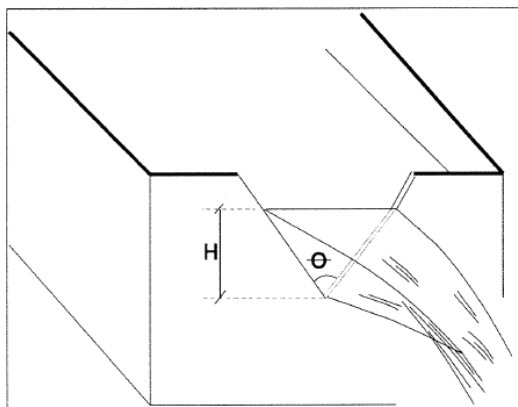


Figura 40. Vertedero triangular.

Angulo central (Θ)

Para el diseño del vertedero se empleó una abertura de 90° .

Coefficiente de descarga (C_d)

Para efectos de diseño, se tomó un coeficiente de descarga teórico igual a 0.563.

Altura de vertederos

Para el diseño de los vertederos triangulares se adoptó una altura igual a 0.10 m.

Ancho de vertederos

Para el diseño de los vertederos triangulares se adoptó un ancho igual a dos veces la dimensión de la altura del vertedero.

Caudal de vertedero (Q_v)

Para vertederos triangulares se estima como:

$$Q_v = \frac{8}{15} \sqrt{2gCd} x \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) H^{\frac{5}{2}}$$

Donde:

Q_v : caudal del vertedero expresado en m^3/s .

g : gravedad expresada en m/s^2 .

Cd : coeficiente de descarga.

θ : ángulo central del vertedero expresado en $^\circ$.

H : altura del vertedero expresada en m.

Perímetro de vertederos (P)

Para la estimación de este parámetro se calculó como:

$$P = 2\pi r$$

Donde:

P : el perímetro de la circunferencia donde se encuentran los vertederos expresados en m.

r : radio interno del desarenador expresado en m.

Número total de vertederos

Podemos estimar este número como:

$$n = \frac{P}{B}$$

Donde:

n : el número total de vertederos.

P : el perímetro de la circunferencia donde se encuentran los vertederos expresados en m.

B : el ancho del vertedero expresado en m.

8.10.3. Diseño canal de recolección

Ancho del canal (B)

Para el diseño se empleó un ancho para el canal igual a 0.15 m.

Borde libre (BL)

Como medida de seguridad frente a una situación crítica, se optó por utilizar un borde libre de diseño igual a 0.15 m.

Pendiente del canal (S_0)

El canal contará con una pendiente muy baja, del orden de 0.000108 m/m.

Área del canal (A)

Para canales rectangulares se calcula con la siguiente ecuación:

$$A = B \times h$$

Perímetro mojado

Para canales rectangulares se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_m = B + 2Y_n$$

Donde:

P_m : el perímetro mojado del canal expresado en m.

B : el ancho del canal expresado en m.

Y_n : el tirante normal del canal expresado en m.

Tirante normal del canal (Y_n)

Para estimar el tirante normal del canal se empleó la ecuación de Manning.

$$\frac{Q}{\sqrt{S_0}} = \frac{A^{\frac{5}{3}}}{P_m^{\frac{2}{3}}}$$

Donde:

Q : el caudal de diseño en m^3/s .

S_0 : la pendiente de la canal en m/m .

A : el área de la canal en m^2 .

P_m : el perímetro mojado del canal expresado en m .

De esta manera, reemplazando los valores conocidos se halla el tirante normal. Dicha altura (Y_n) da como resultado 0.10 m.

En la Tabla 34 se presentan los resultados de las variables y dimensiones obtenidas para el diseño del desarenador.

Tabla 34. Resultados de las dimensiones del desarenador.

| Dimensiones desarenador | |
|--------------------------------|-------|
| B (m) | 2,80 |
| ho (m) | 2,00 |
| ro (m) | 1,40 |
| ri (m) | 0,042 |
| r (m) | 0,70 |
| h lodos (m) | 0,40 |

En la Tabla 35 se presentan los resultados de las variables y dimensiones obtenidas para el diseño de los vertederos.

Tabla 35. Resultados de las dimensiones de los vertederos.

| Vertederos | |
|--------------------|--------|
| H (m) | 0,10 |
| B (m) | 0,20 |
| n vertederos | 32,00 |
| Q vertederos (l/s) | 0,1798 |

En la Tabla 36 se presentan los resultados de las variables y dimensiones obtenidas para el diseño del canal de recolección.

Tabla 36. Resultados de las dimensiones del canal de recolección.

| Diseño canal recolección | |
|---------------------------------|-----------|
| Q (m ³ /s) | 0,0051736 |
| B (m) | 0,15 |
| BL (m) | 0,15 |
| Yn (m) | 0,10 |
| A (m ²) | 0,015 |
| Pm (m) | 0,35 |
| So (m/m) | 0,000108 |

Finalmente, en la Figura 41, Figura 42 y Figura 43 se muestra un esquema del desarenador circular de diseño.

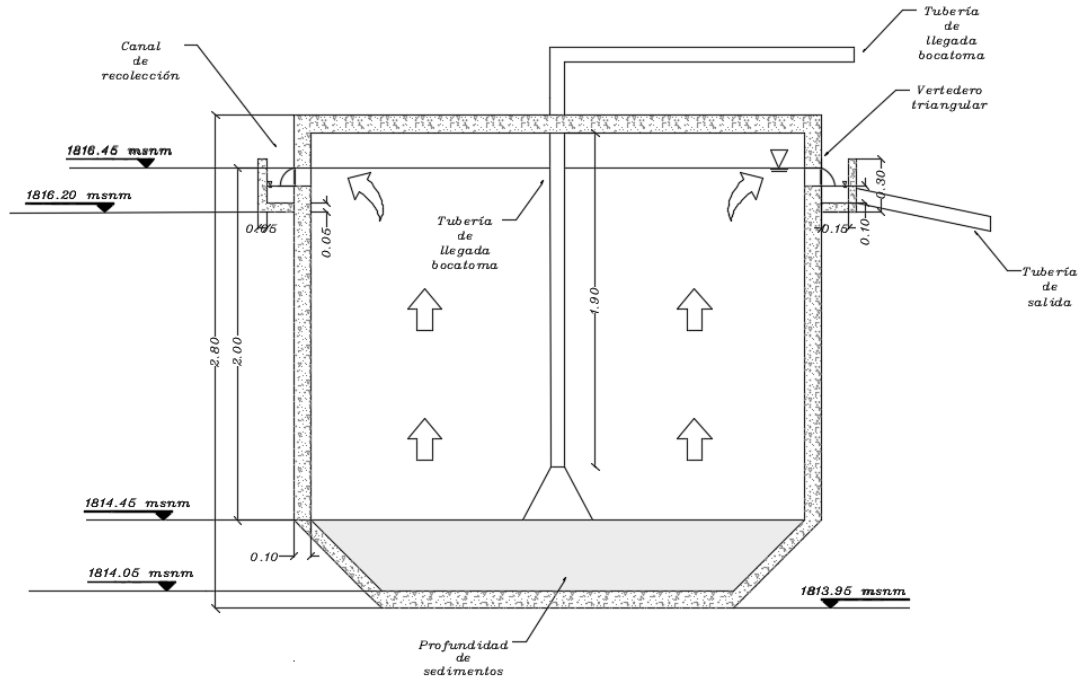


Figura 41. Vista en perfil desarenador circular.

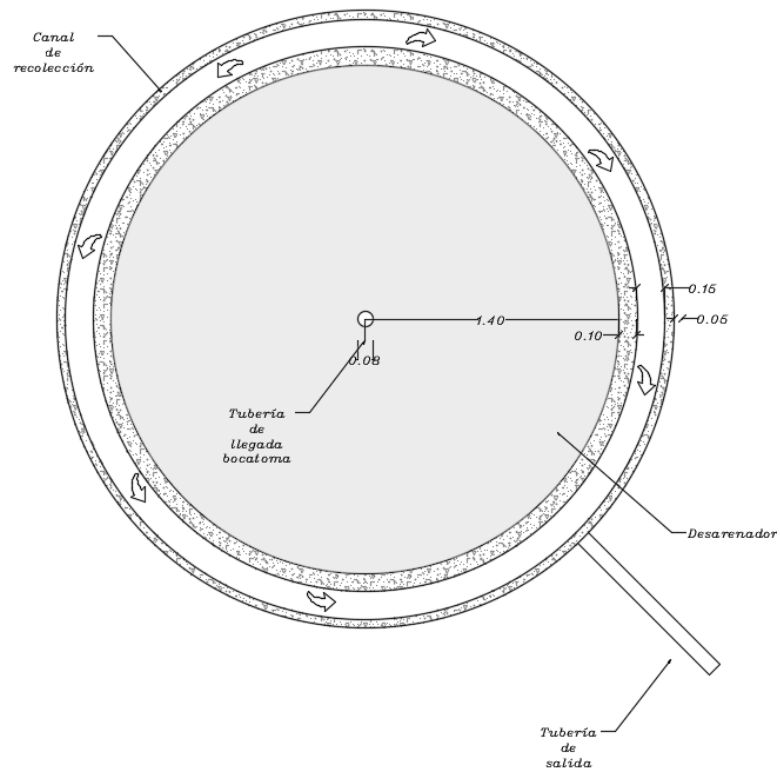


Figura 42. Vista en planta del desarenador circular.

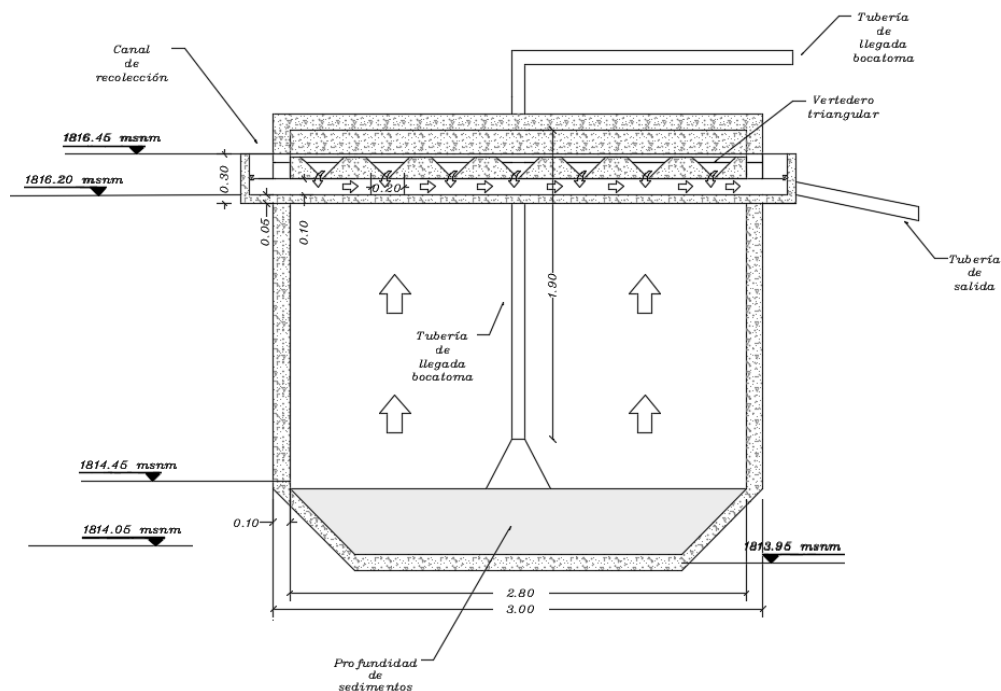


Figura 43. Vista en perfil desarenador circular.

Para tener un mayor detalle en cuanto al dimensionamiento y especificaciones del desarenador circular mostrado anteriormente, revisar el anexo 11 y 12.

9. Matriz de decisión

A continuación, se presentan las diferentes alternativas que se evaluarán para el desarrollo de este proyecto:

- **Alternativa A:** Propone mantener la infraestructura en su ubicación actual, utilizando una bocatoma de fondo y un desarenador rectangular.
- **Alternativa B:** Mantiene la infraestructura en la ubicación actual, pero utiliza un desarenador circular en lugar de uno rectangular.
- **Alternativa C:** Propone mantener la ubicación de la bocatoma de fondo, pero reubicar la infraestructura del desarenador rectangular cerca de los tanques de distribución.

Para seleccionar la alternativa más adecuada, se utilizará una matriz de decisiones que permitirá comparar de manera objetiva los distintos criterios y ponderar su importancia. Se destaca que la comparación entre alternativas se realizará exclusivamente en relación con el desarenador, dado que la bocatoma de fondo permanecerá en su ubicación actual. Los criterios a tener en cuenta en la matriz son los que se explican a continuación:

- **Material:** En esta etapa del diseño, este criterio se refiere a la cantidad de concreto necesaria para la construcción de los desarenadores. Si bien un menor volumen implica menores costos, es fundamental asegurar que la estructura sea lo suficientemente resistente para soportar las cargas a las que estará sometida y cumplir así con su función de retener los sedimentos.
- **Costo:** Este criterio evalúa la eficiencia económica del proyecto, considerando tanto el costo inicial de los materiales como la cantidad necesaria. Es decir, se busca optimizar los recursos sin comprometer la calidad.
- **Disponibilidad de área:** Este criterio evalúa el espacio físico disponible para la construcción del desarenador, considerando las dimensiones y la configuración del terreno. Este criterio no solo es importante por el tamaño del desarenador, sino también por el espacio adicional para la operación y el mantenimiento.
- **Huella de carbono:** Este criterio se determinará en función de la cantidad de materiales requeridos para cada alternativa. Generalmente, se considera que una mayor cantidad de concreto implica una mayor huella de carbono. Este criterio es crucial para gestionar y reducir el impacto ambiental relacionado con el proyecto.
- **Método constructivo:** Este criterio evalúa la facilidad o dificultad asociada con la construcción del desarenador, donde se tendrá en cuenta la geometría del diseño,

los materiales y equipos necesarios, y el tiempo de construcción. Estos factores influirán en la viabilidad, eficiencia y costos del proyecto, y ayudarán a determinar la opción más adecuada en función de las restricciones y objetivos específicos del proyecto.

- **Confiabilidad de diseño:** Evalúa la claridad de la metodología de diseño empleada.

| | |
|---|---------|
| 1 | Malo |
| 2 | Regular |
| 3 | Bueno |

Tabla 37. Matriz de decisiones.

| <i>Criterio</i> | Peso (%) | Und | Alternativa A | | Alternativa B | |
|--|-----------------|-------------------|----------------------|----------------|----------------------|----------------|
| | | | Cantidad | Puntaje | Cantidad | Puntaje |
| <i>Material</i> | 15% | m ³ | 28.82 | 1 | 13.73 | 3 |
| <i>Costo</i> | 15% | COP | 17,351,290.34 | 1 | 8,267,501.40 | 3 |
| <i>Disponibilidad de área</i> | 15% | m ² | - | 1 | - | 1 |
| <i>Impacto ambiental (huella de carbono)</i> | 15% | t CO ₂ | 67.85 | 1 | 32.3287073 | 3 |
| <i>Método constructivo</i> | 20% | - | - | 1 | - | 1 |
| <i>Confiabilidad de diseño</i> | 20% | - | - | 3 | - | 1 |
| <i>Total Puntos</i> | 100% | | | 1.4 | | 1.9 |

La alternativa elegida corresponde a la alternativa C.

Nota: Para mayor detalle de cálculo de la componente de impacto ambiental (huella de carbono), consultar Anexo 4.

10. Diseño definitivo de la línea de aducción y conducción

Para el diseño de las tuberías de transporte desde el punto de captación (bocatoma) hacia las distintas estructuras que comprenden el sistema de abastecimiento (desarenador y tanques de almacenamiento) es necesario realizar la estimación de pérdidas de carga y las presiones que soportarán con el flujo del agua. En primera medida, es necesario realizar la selección preliminar del diámetro a emplear. Para el diseño del diámetro teóricamente se obtuvo un $\varnothing 1''$, sin embargo, considerando el alto contenido de arrastre de sedimentos y material vegetal se opta por elegir una tubería hidráulica de $\varnothing 2''$, de manera que se eviten posibles obstrucciones por las causas mencionadas anteriormente. Las propiedades y características hidráulicas fueron tomadas del proveedor de referencia PAVCO WAVIN en sus fichas técnicas. Para este diámetro la tubería cuenta con un RDE (relación diámetro espesor) de 21, esto quiere decir que resiste una presión de trabajo de 200 Psi o 140.8 m.c.a.

En la Figura 44 se muestra un esquema general de la línea de aducción, incluyendo bocatoma, desarenador y tanques de almacenamiento. La línea de aducción cuenta con una longitud total de 1450 m y para su diseño se tuvieron en cuenta criterios como: aprovechamiento del trazado existente, aprovechar el trazado de las vías existentes y evitar el menor impacto en zonas forestales.

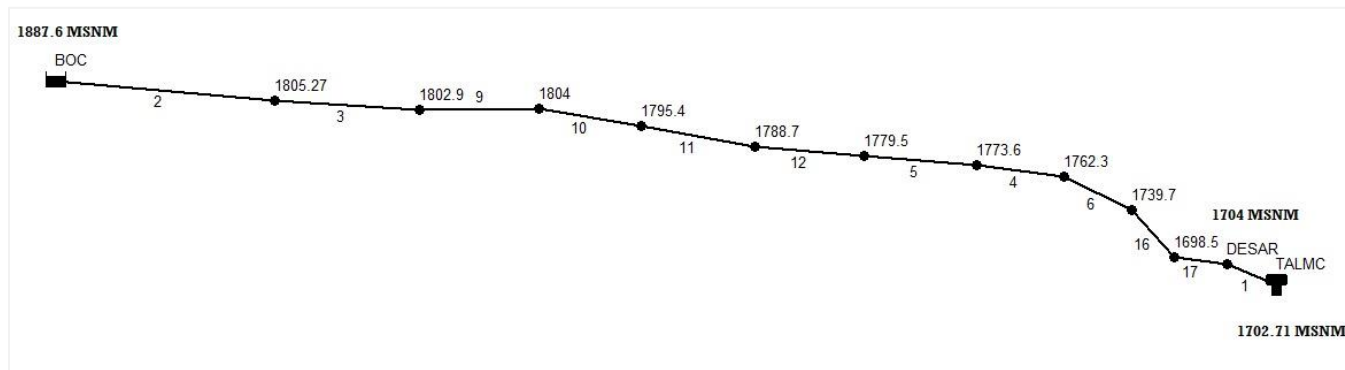


Figura 44. Esquema general de la línea de aducción.

Para el chequeo de presiones y velocidades en la línea de aducción se empleó el software EPANET 2 para realizar la modelación en dos escenarios: el primero de ellos sin accesorios y el segundo con la inclusión de accesorios. En la Figura 45 y Figura 46 se muestran los resultados para las presiones y velocidades de flujo.

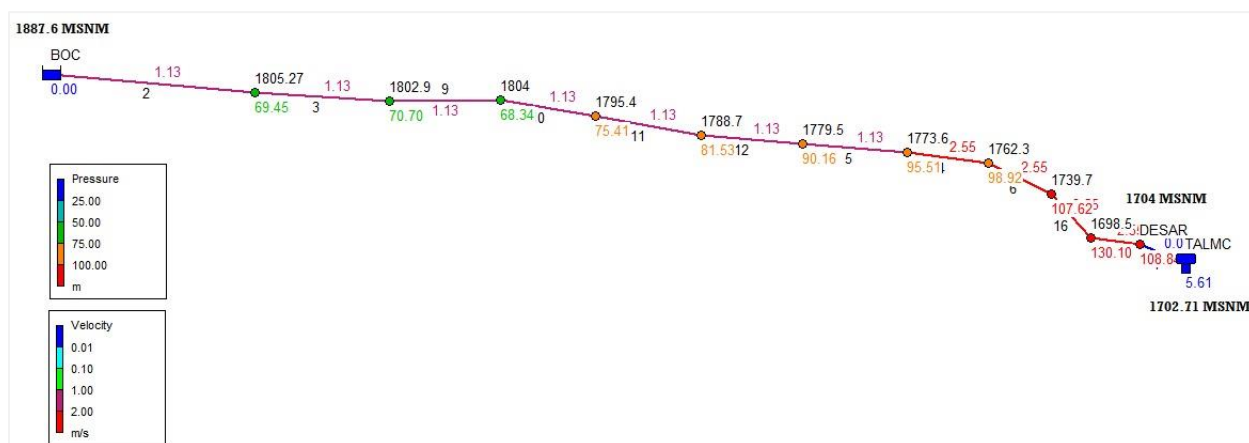


Figura 45. Escenario 1 de modelación.

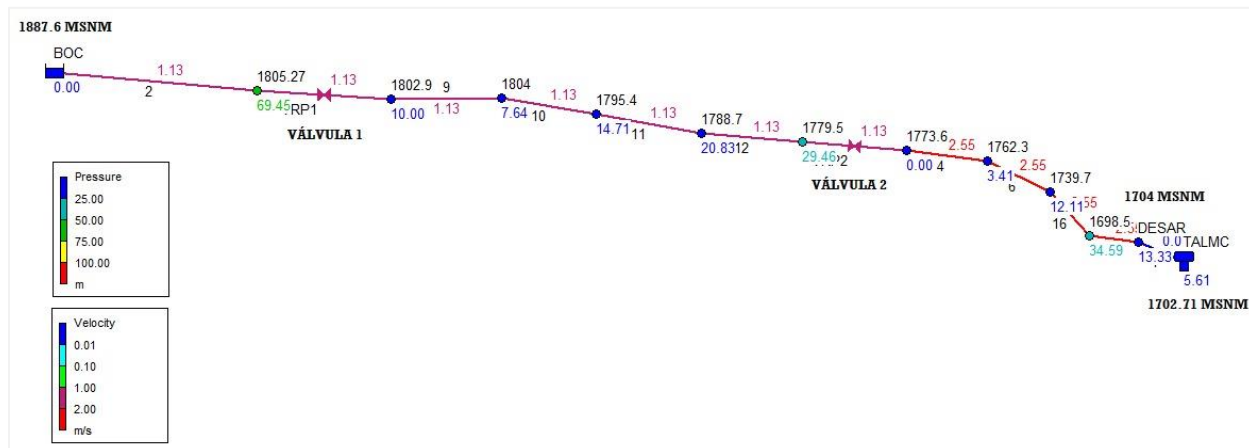


Figura 46. Escenario 2 de modelación.

Podemos observar que divergen los resultados entre ambos escenarios, en el primero de ellos se encuentran presiones con valores muy altos y para el segundo escenario los valores de presión se reducen significativamente. Para que las tuberías no soporten altas presiones se sugiere la inclusión de dos válvulas reguladoras de presión (PRV) en el segundo y séptimo tramo de la aducción, de manera que ayuden a disipar la energía en la aducción y por ende disminuyan las presiones en el sistema y en la llegada a estructuras como el desarenador.

Finalmente, para tener un mayor detalle en cuanto al trazado y la vista en perfil de la aducción y conducción, revisar el anexo 5.

11. Diseño estructural de los elementos definitivos

11.1. Diseño estructural de la cámara de recolección

La componente estructural de este proyecto considera el diseño de una cámara de recolección y el vertedero central de la presa. Dicho diseño y análisis se realizó en el programa SAP2000.

11.1.1. Geometría y descripción

La cámara de recolección tiene una distribución en planta de 4.00 x 3.00 m (dimensiones internas) y una altura de 5.50 m hasta la losa superior. El acceso es cuadrado, con lados de 1.4 m, lo que facilita la entrada del personal de mantenimiento. La cámara cuenta con losas de cimentación y superior, y el espesor de los muros es de 0.30 m.

Por otro lado, para el diseño estructural del vertedero central, se consideró únicamente la parte crítica que requiere refuerzo de acero, tratándola como un muro rectangular con sección transversal de 0.30 m de espesor y 0.50 m de altura.

Lo anterior se puede observar en la Figura 47.

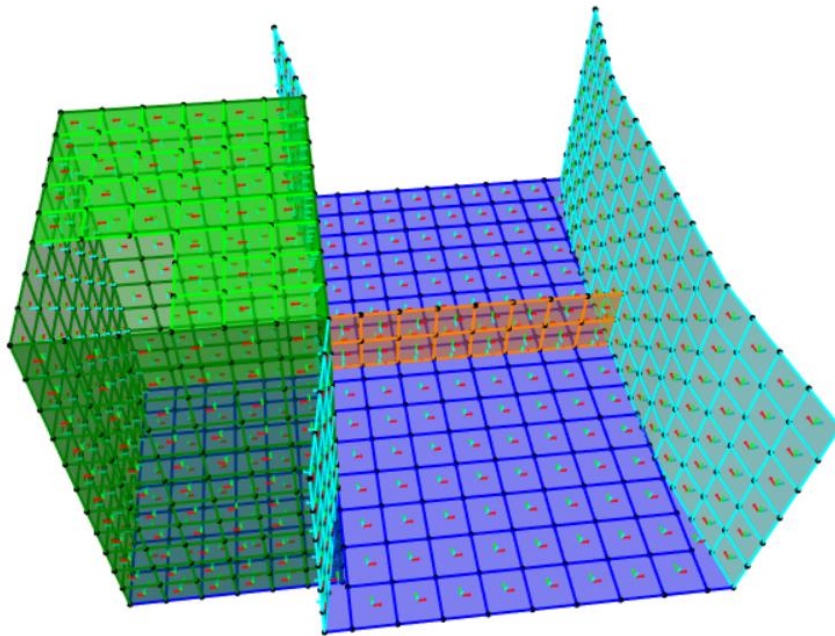


Figura 47. Modelo en SAP

11.1.2. Normativa

La elaboración de los diseños de las estructuras se basó en las siguientes especificaciones técnicas de diseño:

- Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10.
- ACI 350-06 Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures.

11.1.3. Materiales

Los materiales considerados en el diseño son los siguientes

- Concreto Reforzado:

Muros : $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

Losas: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

Nota: Cualquier material utilizado debe ser probado y tener su debido registro según norma NSR-10 y resistencia probada con cilindros según norma NTC

673 C.5.6.2.1

- Acero de refuerzo:

Acero corrugado: $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

11.1.4. Cargas Consideradas

11.1.4.1. Cargas vivas (Tráfico peatonal):

Para la estructura se consideró una carga peatonal en la losa de fondo para el caso de mantenimiento y control.

Tabla 38. Cargas vivas

| Uso | Carga por unidad de área (Kg/m ²) |
|--|---|
| Losa de fondo (peatonal-mantenimiento) | 500 |
| Losa superior (peatonal) | 250 |

11.1.5. Generalidades del Proyecto

11.1.5.1. Parámetros geotécnicos

Dado que se ha optado por realizar un mejoramiento del suelo en la zona, el material proveniente del banco deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- Peso Específico Suelo, $\gamma= 19.72 \text{ KN/m}^2$.
- Angulo de fricción $\phi= 32^\circ$
- Cohesión $c= 0$

11.1.5.2. Presión de Tierras

Análisis Estático

Los coeficientes de empuje activo, pasivo y en reposo se calculan mediante las siguientes expresiones:

- Coeficiente de presión lateral - estado activo (K_a):

$$k_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

- Coeficiente de presión lateral – estado pasivo (K_p):

$$k_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

- Coeficiente de presión – estado en reposo (K_o):

$$K_o = 1 - \text{Sen}(\phi)$$

Los resultados se presentan a continuación:

Tabla 39. Coeficientes de empuje activo, pasivo y en reposo

| Parámetro | Símbolo | Relleno seleccionado |
|---|---------|----------------------|
| Coeficiente de Presión lateral - Estado activo (Estático) | K_a | 0.31 |
| Coeficiente de Presión lateral - Estado pasivo (Estático) | K_p | 3.25 |
| Coeficiente de Presión lateral - Estado en reposo | K_o | 0.47 |

El cálculo del empuje activo estático por metro es:

$$P_A = k_a \cdot \gamma_s \cdot H = 0.31 \cdot 1.972 \cdot 5.5 = 3.33 \text{ T/m}^2$$

$$E_A = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 0.31 \cdot 1.972 \cdot 5.5^2 = 9.16 \text{ T/m}$$

Análisis Pseudo-Estático

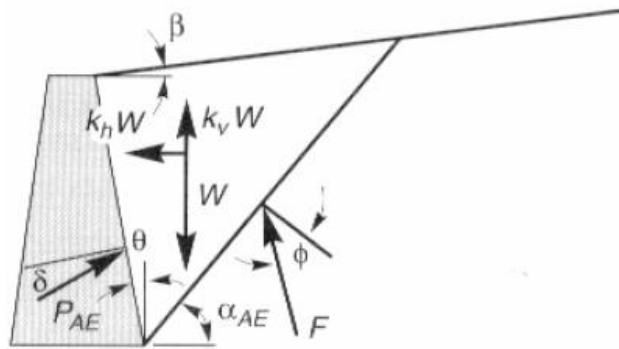


Figura 48. Cuña activa triangular determinada por la superficie del suelo, el plano de falla y el muro.

Para el análisis pseudo-estático se tuvo cuenta la teoría propuesta por Mononobe-Okabe (M-O) en la cual, el coeficiente de empuje dinámico se calcula de acuerdo con las siguientes fórmulas:

$$P_{AE} = k_{AE} \gamma_s \cdot H$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{(1 - K_v)} \right]$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2},$$

Donde:

H: Alto de la estructura

φ : Ángulo de fricción interna

δ : Ángulo de fricción de la estructura – suelo

α : Inclinación de la cara posterior de la estructura

β : Inclinación de la pendiente

Θ : ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

K_{PE}, K_{AE} : Coeficientes dinámico de empujes del suelo

K_h : Coeficiente sísmico de aceleración horizontal

K_v : Coeficiente sísmico de aceleración vertical

Ψ : Ángulo de inercia sísmico

De lo anterior se tiene que:

$$K_{AE} = 0.517$$

$$P_{AE} = 5.6 \text{ T/m}^2$$

$$E_{AE} = 15.41 \text{ T/m}^2$$

11.1.6. Espectros De Diseño Nsr-10 Y Microzonificación Sísmica

L - ESPECTRO ELÁSTICO E INELÁSTICO DE DISEÑO

| Tipo de Estructura | | Ct | α |
|--------------------|---|-------|----------|
| 1 | Pórticos de concreto reforzado. | 0.047 | 0.9 |
| 2 | Pórticos de acero resist a momento. | 0.072 | 0.8 |
| 3 | Pórticos de acero riostras excentricas. | 0.073 | 0.75 |
| 4 | Muros estructurales | 0.049 | 0.75 |
| 5 | Otros | - | - |

Tipo de estructura a utilizar : 4

| | | | | |
|--|--------|----------------|------|-------------|
| Aceleración horizontal pico efectiva | CALIMA | Aa (g) | 0.30 | A.2.3-2 |
| Velocidad horizontal pico efectiva | CALIMA | Av (g) | 0.30 | A.2.3-2 |
| Coef. Amplificación aceleración periodos cortos | | Fa | 1.20 | |
| C Amplificación aceleración periodos intermedios | | Fv | 1.80 | |
| Coefficiente de importancia | | I - 4 | 1.50 | A.2.5-1 |
| Coefficiente dependiente de la estructura | | Ct | 0.05 | A.4.2-1 |
| Coefficiente dependiente de la estructura | | α | 0.75 | A.4.2-1 |
| Altura edificacion h(m) | | h | 3.05 | |
| Periodo Aproximado $T_a=Ct*h^\alpha$ | | T_a | 0.11 | |
| Coefficiente de disipación de energía básico | | R _o | 2.00 | Tabla A.3-3 |
| Coefficiente de disipación de energía | | R | 3.00 | ACI |

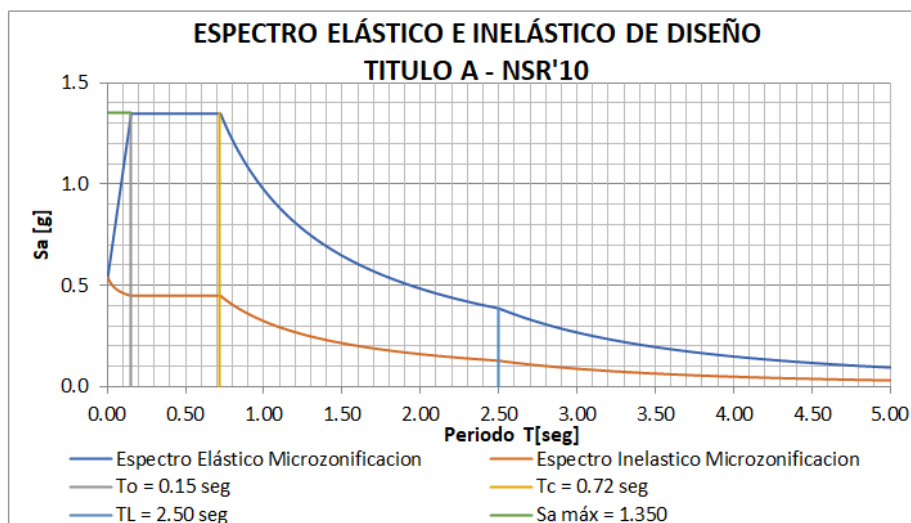


Figura 49. Análisis sísmico de la zona.

11.1.7. Combinaciones de análisis y diseño

Las combinaciones utilizadas para el análisis y diseño de este tipo de estructuras y sus condiciones de carga según el Título B de la NSR-10 se muestran en la Tabla 40.

Tabla 40. Combinaciones de carga diseño

| Nombre | D | L | H1 | H2 | E |
|--------------------------|-----|-----|-----|-----|---|
| DIS0 - B.2.4-1 | 1.4 | | | | |
| DIS1 - B.2.4-2 A B.2.4-4 | 1.2 | 1.6 | 1.6 | | |
| DIS2 - B.2.4-2 A B.2.4-4 | 1.2 | 1.6 | | 1.6 | |
| DIS3 - B.2.4-5 | 1.2 | 1.6 | 1.6 | | 1 |
| DIS4 - B.2.4-5 | 1.2 | 1.6 | | 1.6 | |
| DIS5 - B.2.4-6 Y B.2.4-7 | 0.9 | 1.6 | 1.6 | | 1 |
| DIS6 - B.2.4-6 Y B.2.4-7 | 0.9 | 1.6 | | 1.6 | |

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

E = Carga Sísmica

H₁ = Carga Presión Tierra

H₂ = Carga Presión Hidrostática

Con estas combinaciones se garantizan los requisitos de resistencia mínimos para las condiciones más críticas de la estructura, es decir:

- Condición estructura vacía: Cuando éste se encuentre vacío y con todos efectos externos actuando (carga viva, empuje del terreno y sismo).
- Condición estructura llena: Cuando se encuentra lleno de agua y actúan los efectos internos (carga viva y presión hidrostática interna). Se considera este estado durante la mayor parte del funcionamiento de la red.

11.1.8. Análisis De Cargas De Presión

Con ayuda del software SAP2000 se evaluará la situación más crítica de presiones, por tanto, se evaluarán 3 condiciones: cuando la estructura se enfrenta a las presiones del

suelo y agua, cuando la estructura solo tiene efecto de la presión del suelo y finalmente solo agua.

Condición 1: Presión del suelo y agua

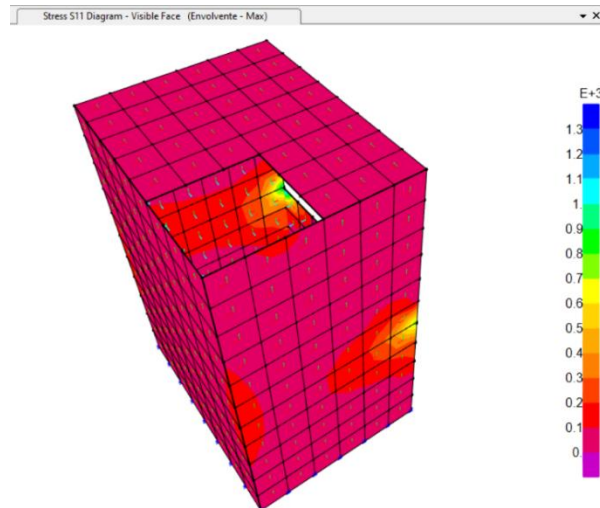


Figura 50. Distribución Vertical de Fuerzas Para Muros (S11) condición 1.

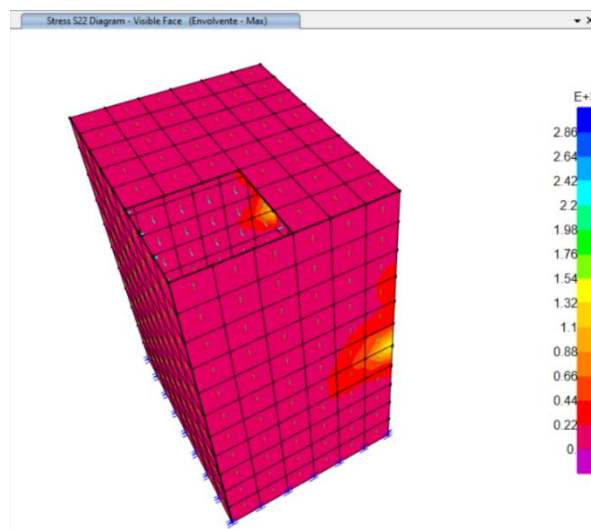


Figura 51. Distribución Vertical de Fuerzas Para Muros (S22) condición 1.

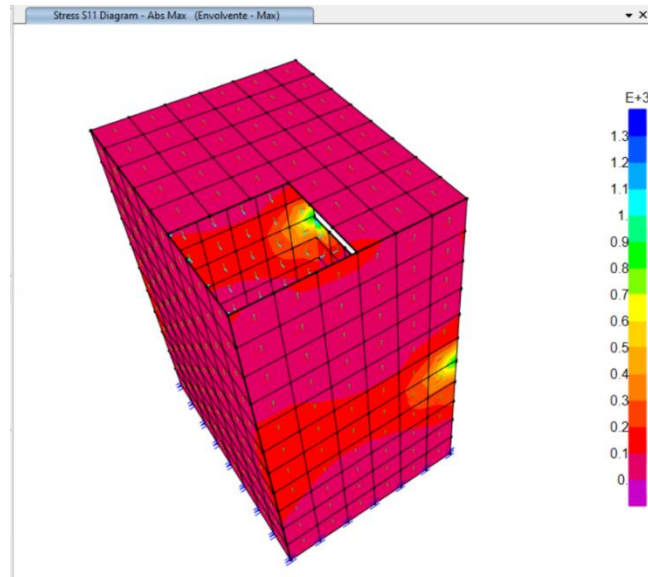
Condición 2: Presión solo agua

Figura 52. Distribución Vertical de Fuerzas Para Muros (S11) condición 2.

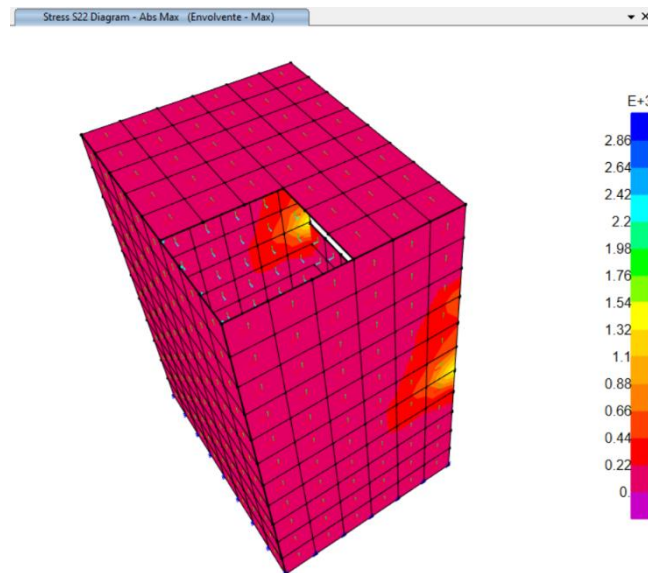


Figura 53. Distribución Vertical de Fuerzas Para Muros (S22) condición 2.

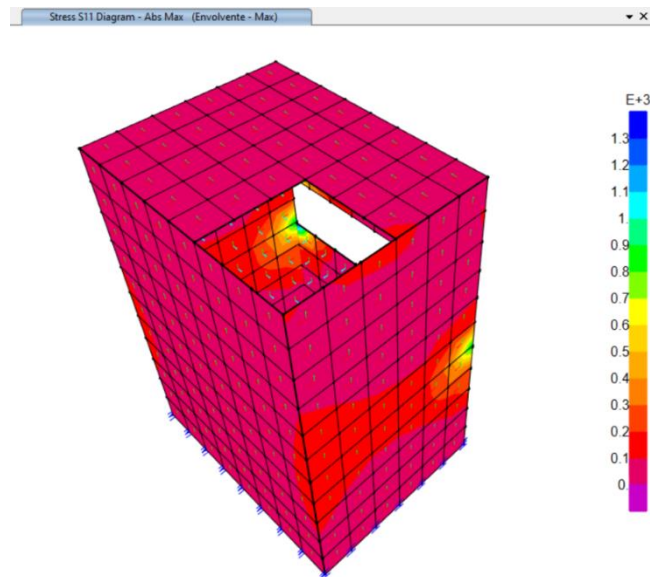
Condición 3: Presión solo suelo

Figura 54. Distribución Vertical de Esfuerzos (S11) Muros condición3. (Ton/m²)

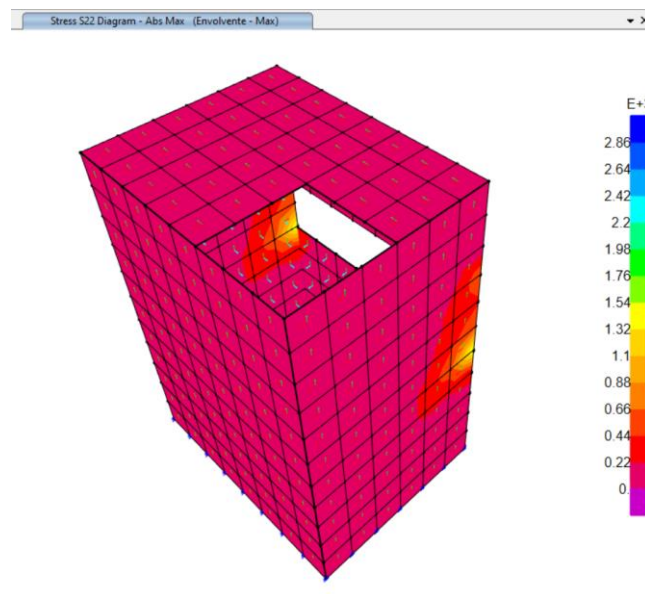


Figura 55. Distribución Vertical de Esfuerzos (S22) Muros Condición3. (Ton/m²)

De lo anterior se tiene que la situación más crítica, es decir, la que genera mayores presiones es la condición 3 (solo suelo), por tanto, se procederá al diseño del acero para este caso.

11.1.9. Diseño De Acero De Muros y Losas

Según los resultados obtenidos de la modelación los esfuerzos resultantes para la condición 2 de carga, Relleno de Tierra con la tapa de Cubierta de la cámara, fueron mayores que para la otra condición sin embargo el acero que requiere la condición 1 según lo modelado es más crítico, es por esto que para poder llevar a cabo el proceso constructivo se decide reforzar con el acero que se muestra a continuación

11.1.9.1. Armadura Horizontal Control De Retracción Y Temperatura Según C.23-C.7.12:

La cuantía mínima empleada en el diseño del acero de las estructuras se seleccionó a partir de la Tabla 41.

Tabla 41. Cuantías mínimas de retracción de fraguado y variación de temperatura.

| Distancia entre juntas para compensar movimientos [†] | Cuantías mínimas de refuerzo de retracción de fraguado y variación de temperatura | |
|--|---|-----------------|
| | $f_y = 240$ MPa | $f_y = 420$ MPa |
| menos de 6 m | 0.0030 | 0.0030 |
| 6 a menos de 9 m | 0.0040 | 0.0030 |
| 9 a menos 12 m | 0.0050 | 0.0040 |
| 12 m o más | 0.0060* | 0.0050* |

La distancia es entre juntas de expansión y juntas de contracción de profundidad total. Cuando se trate de juntas de contracción de profundidad parcial las cuantías mínimas se deben determinar multiplicando la distancia real entre juntas de contracción de profundidad parcial por 1.5.

*Corresponde a la cuantía máxima a emplear cuando no se proveen juntas para compensar movimientos.

Acero mínimo para muros:

$$A_s = \rho b d$$

Para una franja de 1 m se tiene lo siguiente:

$$A_s = \rho b d = 0.0030 * (100) * (40 - 7.5) = 10.73 \text{ cm}^2$$

Tabla 42. Cantidad de acero requerido

| Acero Muros/m | |
|----------------------------------|-------|
| Flexión | |
| Tipo barra (#) | 5 |
| No barras | 9 |
| @ (cm) | 10 |
| $A_{s_{req}}$ (cm ²) | 17.69 |
| $A_{s_{min}}$ (cm ²) | 10.73 |

| Losa fondo | |
|----------------------------------|-------|
| Flexión | |
| Tipo barra (cm) | 5 |
| No barras | 7 |
| @ (cm) | 15 |
| $A_{s_{req}}$ (cm ²) | 12.26 |
| $A_{s_{min}}$ (cm ²) | 6.75 |

| Losa superior | |
|----------------------------------|------|
| Flexión | |
| Tipo barra (cm) | 4 |
| No barras | 6 |
| @ (cm) | 20 |
| $A_{s_{min}}$ (cm ²) | 6.75 |

| Muro Vertedero/m | |
|--------------------------|------|
| Flexión | |
| Tipo barra (cm) | 4 |
| No barras | 4 |
| Separación (cm) | 25 |
| Asmin (cm ²) | 3.96 |

Para definir las anteriores especificaciones de acero para los elementos, se verifico el valor máximo entre Top y Bottom en la Dirección 1 y 2.

En el Anexo 6, que corresponde al plano estructural de la bocatoma se encuentra el detalle y distribución del acero de refuerzo de la cámara de recolección.

11.1.10. *Presión admisible del suelo*

Se ingreso el coeficiente de balasto adecuado al suelo de cimentación para la losa de fondo obteniendo las siguientes presiones admisibles:

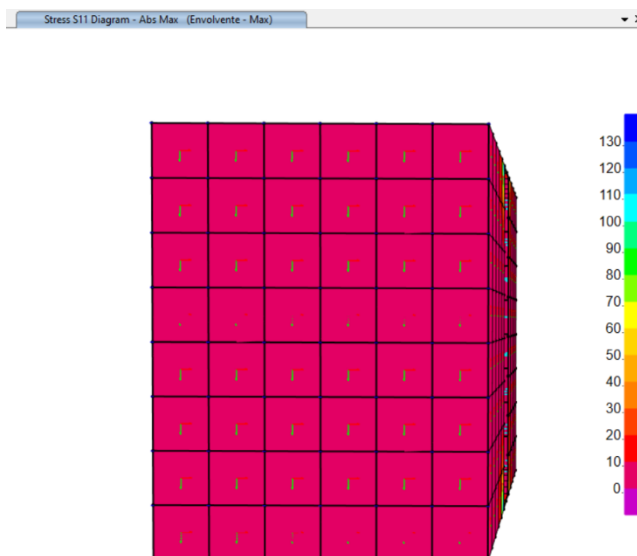


Figura 56. Presión sobre el suelo en la losa de fondo. T/m²

Como se observa, en ningún punto de la losa de fondo se supera la presión admisible, que, para este tipo de suelo, según la literatura, es aproximadamente de 40 T/m².

No obstante, se recomienda realizar ensayos geotécnicos para determinar con mayor precisión este valor.

11.2. Diseño de muros

El diseño de los muros de la bocatoma se realizó como muros en gravedad, siguiendo la metodología descrita por Mosquera (2018), la cual permite dimensionar los elementos estructurales considerando tanto las sollicitaciones gravitacionales como sísmicas. Para garantizar la estabilidad y seguridad de los muros, se verificó que los factores de seguridad cumplieran con los establecidos en capítulo H.6.9. de la NSR-10 para la condición de volcamiento, deslizamiento y capacidad portante (ver Tabla 43).

Cabe destacar que el suelo de la zona será mejorado para alcanzar características similares a las presentadas en la

Tabla 44, al igual que el relleno lateral.

Tabla 43. Factores de seguridad para la condición estática, pseudo-estática y el escenario de construcción, según la NSR-10.

| Escenario (Condición) | Construcción | Estático | Seudo-estático |
|-------------------------------|--------------|-------------|----------------|
| 1. Deslizamiento | 1.60 | 1.60 | 1.05 |
| 2. Volcamiento | | | |
| $\sum M_{res} / \sum M_{act}$ | ≥ 3.00 | ≥ 3.00 | ≥ 2.00 |

| | | | |
|-----------------------|-------|-------|-------|
| e/B | ≤ 1/6 | ≤ 1/6 | ≤ 1/4 |
| 3. Capacidad Portante | -- | 3.00 | 1.50 |

Tabla 44. Características del suelo de cimentación y relleno

| Características del suelo | |
|-------------------------------|-------|
| γ (kN/m ³) | 19.72 |
| ϕ' (°) | 32 |
| c' (kPa) | 0 |

11.2.1. Diseño altura de muros

La altura de los muros está determinada por la altura del vertedero central, la carga sobre este, el borde libre necesario para evitar desbordamientos y el nivel de desplante. Para calcular la segunda, se modeló el vertedero en el software HCanales, empleando el perfil de Creager (Figura 48.). Mediante un proceso iterativo, se ajustó la carga sobre el vertedero hasta alcanzar un caudal máximo de 23.60 m³/s, asegurando así que, durante un evento de creciente, la altura de los muros sea suficiente para evitar que el agua se desborde.

Datos del vertedero:

Longitud de cresta (L): m

Carga sobre el vertedero (h): m

Número de contracciones (n):

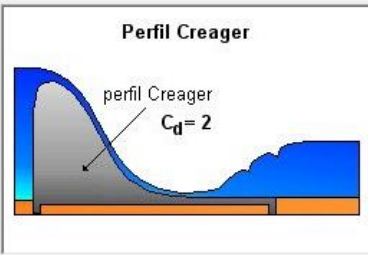
Coefficiente de descarga (Cd):

Tipo:

Cresta aguda

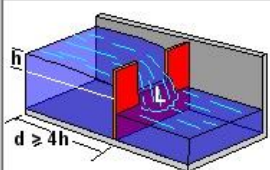
Perfil Creager

Cresta ancha



Perfil Creager

perfil Creager
 $C_d = 2$



Ecuación:

$$Q = C_d (L - 0.1nh) h^{\frac{3}{2}}$$

donde:

Q = caudal que fluye por el vertedero, m³/s

L = longitud de cresta del vertedero, m

h = carga sobre el vertedero, m

n = número de contracciones (0, 1 ó 2)

C_d = coeficiente de descarga

Resultados:

Caudal (Q): m³/s

l/seg

Figura 57. Modelación del vertedero en HCanales

De acuerdo con Chaudhry (2007), para caudales entre 1.5 m³/s y 85 m³/s, el borde libre recomendado es de 0.75 m, sin embargo, se redujo este valor a 0.30 m con el fin de que los muros no queden sobredimensionados. En consecuencia, la altura total de los muros, considerando la carga sobre el vertedero, la altura del vertedero, el borde libre y un nivel de desplante mínimo, es:

$$H_{muros} = h + h_{vertedero} + BL + DF$$

$$H_{muros} = 2.35 \text{ m} + 0.1 \text{ m} + 0.30 \text{ m} + 1 = 3.75 \text{ m}$$

De esta forma, se concluye que la altura de los muros debe ser **3.75 m** para garantizar la seguridad hidráulica y estructural de la estructura frente a una creciente.

En la Figura 58. se detallan las dimensiones de los muros resultantes.

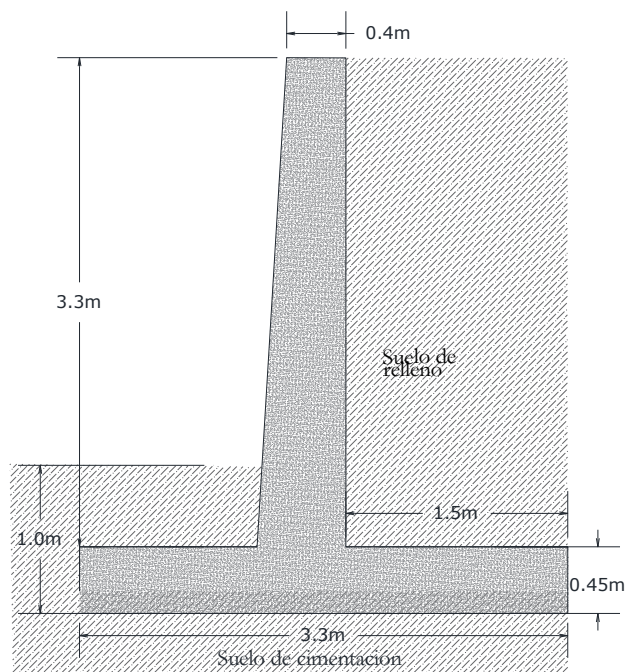


Figura 58. Dimensiones del muro a gravedad

Los factores de seguridad para este muro a gravedad se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 45. Factores de seguridad para la condición pseudoestática.

| | |
|----------------------------------|------|
| FS _{volcamiento} | 2.03 |
| FS _{deslizamiento} | 1.10 |
| FS _{capacidad portante} | 1.82 |

El despiece de acero de dicho muro se observa en la Figura 59.

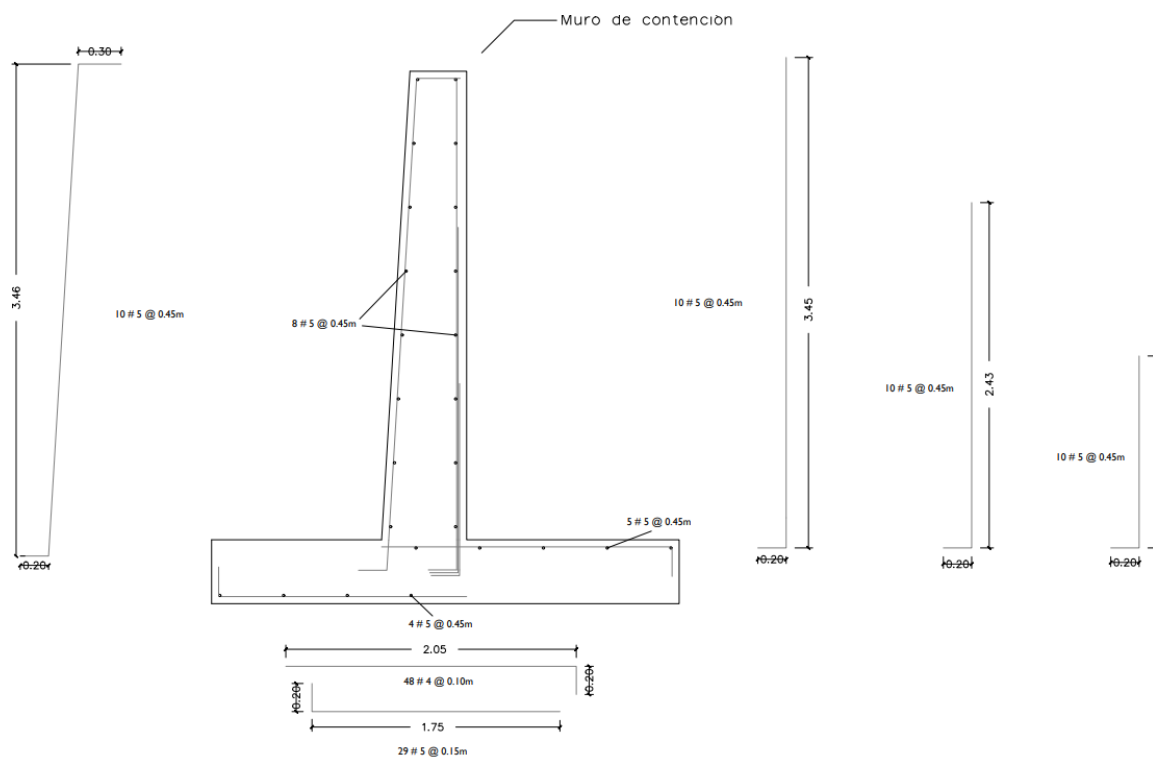


Figura 59. Despiece de acero muro a gravedad.

Para más detalle del despiece de acero del muro consultar en los planos estructurales del Anexo 7.

11.3. Diseño estructural del desarenador rectangular

Dentro de los alcances del diseño del desarenador, se incluye el diseño estructural del desarenador rectangular, para el cual se ha empleado la herramienta SAP2000 para modelación y diseño.

11.3.1. Geometría y descripción

Para el análisis del desarenador, se ha considerado un tanque rectangular convencional con dimensiones internas de 3.6 x 7.8 x 2.5 metros (H x L x A), incluyendo dos compartimientos

laterales, siendo el mayor de 1.20 x 1 x 1.95 metros. La estructura modelada se observa en la Figura 60.

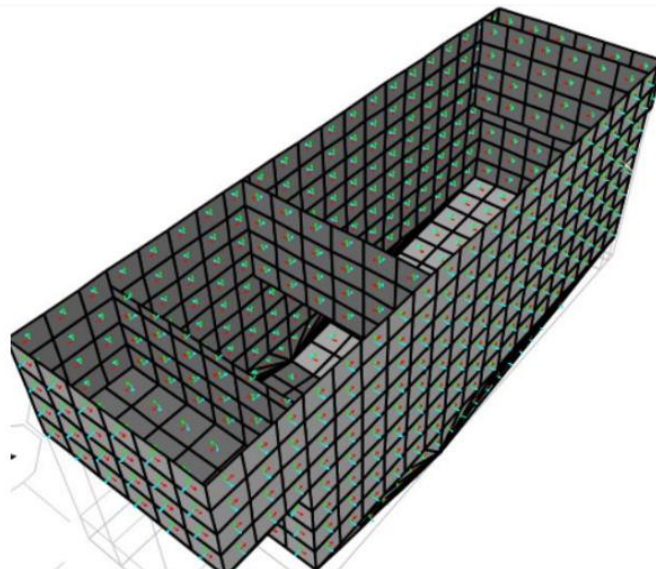


Figura 60. Modelo base generado en SAP2000
(Tomado de modelo en software SAP2000)

11.3.2. Normativa

De manera análoga al diseño realizado para la cámara de recolección, la normativa usada para el desarrollo del diseño fue:

- Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10.
- ACI 350-06 Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures.

Estas normativas aseguran que el diseño cumpla con los requisitos de seguridad estructural y durabilidad, especialmente en zonas sísmicamente activas y en estructuras expuestas a ambientes agresivos.

11.3.3. Materiales

Se han considerado de manera uniforme materiales esenciales como concreto, acero y suelo de relleno para todos los elementos del proyecto.

Nota: Cualquier material utilizado debe ser probado y registrado según la norma NSR-10 y la resistencia probada con cilindros conforme a la norma NTC 673 C.5.6.2.1.

11.3.4. Cargas consideradas

Se consideraron las siguientes cargas:

- Cargas vivas: Tráfico peatonal debido a mantenimiento y operaciones periódicas.
- Cargas muertas: Peso propio de la estructura, incluyendo todos los elementos permanentes.
- Cargas hidrostáticas: Debido al peso del agua contenida y la presión ejercida sobre los muros y la losa.
- Cargas del suelo: Presión lateral ejercida por el suelo circundante sobre las paredes del desarenador.

11.3.5. Generalidades del proyecto

Como se ha mencionado anteriormente, los parámetros geotécnicos, espectro de sismo y combinaciones realizadas para el diseño se han considerado de manera uniforme para todos los componentes construidos en concreto que hacen parte del proyecto.

11.3.6. Análisis de cargas de presión

Se consideraron tres condiciones para el diseño de los muros y la losa de la estructura, presentadas en la Figura 61. Cada imagen muestra esfuerzo y deformación bajo cada condición de carga.

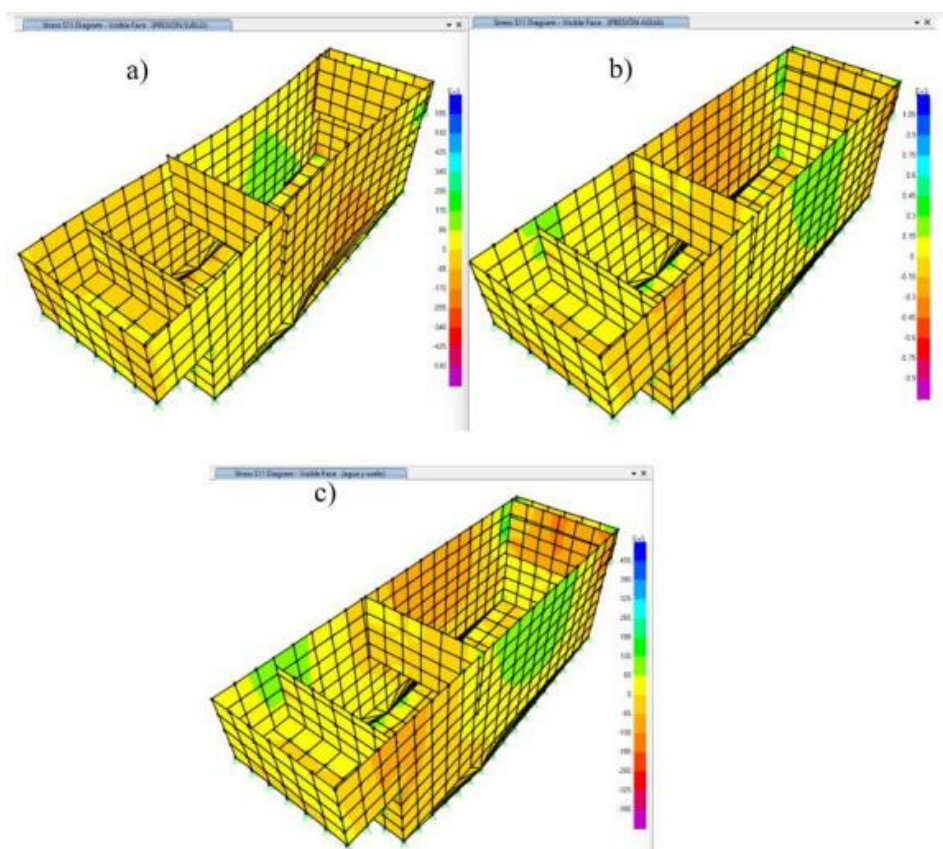


Figura 61. Esfuerzos y deformaciones producidas en la estructura del desarenador a) Condición 1: Presión del suelo; b) Condición 2: Presión del agua; c) Presión del agua y presión del suelo.

(Tomado de modelo en software SAP2000)

De lo anterior se concluye que los mayores esfuerzos y deformaciones ocurren cuando el tanque está vacío y el único empuje presente es el del suelo. Por lo tanto, se obtendrá la cantidad de acero requerida para cada sección bajo esta condición.

11.3.7. Diseño de acero en muros y losa

Para la condición anterior, se diseña mediante SAP2000 el área de acero requerida para las secciones, las cuales se han dividido en losa de fondo, muros y pantallas. El acero requerido para cada sección se resume en la Tabla 46.

Tabla 46. Resumen del acero requerido por metro lineal para cada sección (cm²/m)

| Sección | Acero requerido Cm ² /m |
|---------------|---------------------------------------|
| Losa inferior | 31.64 |
| Muros | 18.64 |
| Pantallas | 12.87 |

El recubrimiento usado para los elementos que se encuentran en contacto directo con el suelo y el agua es de 7.5 cm según lo indica la tabla C.23-C7.7.1 de la NSR-10, conforme se muestra en la Figura 62. Protección de concreto para el refuerzo en estructuras ambientales.

| Condición | | Concreto construido en sitio | Concreto prefabricado <small>Nota-1</small> | Concreto preesforzado vaciado en sitio | |
|---|-----------------------------|--|--|--|-----------|
| (a) Concreto vaciado contra la tierra y en permanente contacto con ella | | 75 mm | No aplica | 75 mm | |
| (b) Concreto expuesto a la tierra, líquidos, intemperie, o en losas que sostienen rellenos de tierra | Losas y viguetas | 50 mm | 40 mm | 40 mm | |
| | Vigas y columnas | Estribos y espirales | 50 mm | 40 mm | 40 mm |
| | | Refuerzo principal | 65 mm | 50 mm | 50 mm |
| | Muros | 50 mm | 40 mm | 40 mm | |
| | Zapatasy losas de base | Superficies vaciadas contra formaleta | 50 mm | No aplica | No aplica |
| | | Superficie superior de zapatas y losas de base | 50 mm | No aplica | No aplica |
| | Cascarones y losas plegadas | 40 mm | 25 mm | 25 mm | |
| (c) Condiciones no cubiertas en (a) o (b) | Losas y viguetas | Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores | 20 mm | 20 mm ^{Nota-2} | 20 mm |
| | | Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) | 40 mm | 40 mm ^{Nota-3} | 40 mm |
| | Vigas y columnas | Estribos y espirales | 40 mm | 25 mm | 25 mm |
| | | Refuerzo principal | 50 mm | 40 mm | 40 mm |
| | Muros | Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores | 20 mm | 20 mm ^{Nota-2} | 20 mm |
| | | Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores | 40 mm | 40 mm ^{Nota-3} | 40 mm |
| | Cascarones y losas plegadas | Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW30 o MD30 (6.2 mm de diámetro), o menores | 13 mm | 20 mm | 20 mm |
| | | Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) y mayores | 20 mm | 25 mm | 25 mm |

Nota-1 – Construido bajo condiciones de control en planta de prefabricación

Nota-2 – Incluye ductos de preesforzado menores de 40 mm de diámetro

Figura 62. Protección de concreto para el refuerzo en estructuras ambientales (Tomada de Título C, NSR-10)

En los elementos tipo pantalla, el recubrimiento usado es de 5 cm, debido al espacio disponible para el acero de refuerzo longitudinal y transversal. Para estos elementos se sugiere un tratamiento especial con impermeabilizante, lo cual evite el contacto directo con el agua para garantizar la durabilidad del elemento.

Para la información anterior, se realiza una distribución de barras de acero corrugado, según la nomenclatura estándar, conforme lo indica la norma técnica colombiana NTC 2289. Los resultados obtenidos para la distribución se presentan en la Tabla 47.

Tabla 47. Acero de refuerzo para secciones del desarenador

| Losa de fondo/m | |
|----------------------------------|-------|
| Flexión | |
| Tipo barra (#) | 6 |
| No barras | 6 |
| @ (cm) | 20 |
| $A_{s_{req}}$ (cm ²) | 31.64 |
| $A_{s_{min}}$ (cm ²) | 6.75 |

| Muros/m | |
|----------------------------------|-------|
| Flexión | |
| Tipo barra (#) | 5 |
| No barras | 5 |
| @ (cm) | 25 |
| $A_{s_{req}}$ (cm ²) | 18.64 |
| $A_{s_{min}}$ (cm ²) | 6.75 |

| Pantallas/m | |
|----------------------------------|-------|
| Flexión | |
| Tipo barra (#) | 5 |
| No barras | 7 |
| @ (cm) | 17 |
| $A_{s_{req}}$ (cm ²) | 12.87 |
| $A_{s_{min}}$ (cm ²) | 3.00 |

11.3.8. Planos de despiece y detalles de flejado de acero de refuerzo longitudinal y transversal

Con base en la distribución de acero por metro lineal de cada sección, se elaboraron los planos de despiece y los detalles de flejado. Estos planos detallan la colocación del acero de refuerzo longitudinal y transversal, asegurando que se cumplan las áreas requeridas de acero encontradas en el proceso de modelación y diseño. Se utilizó una nomenclatura estandarizada para representar las barras de acero corrugado, conforme a las especificaciones de la norma técnica colombiana NTC 2289.

La representación gráfica en los planos incluye la ubicación precisa y el espaciamiento de cada barra de refuerzo, proporcionando una guía clara para la construcción. Los detalles de flejado aseguran que las barras de refuerzo se posicionen correctamente y se mantengan en su lugar durante el vertido del concreto, garantizando la integridad estructural del desarenador.

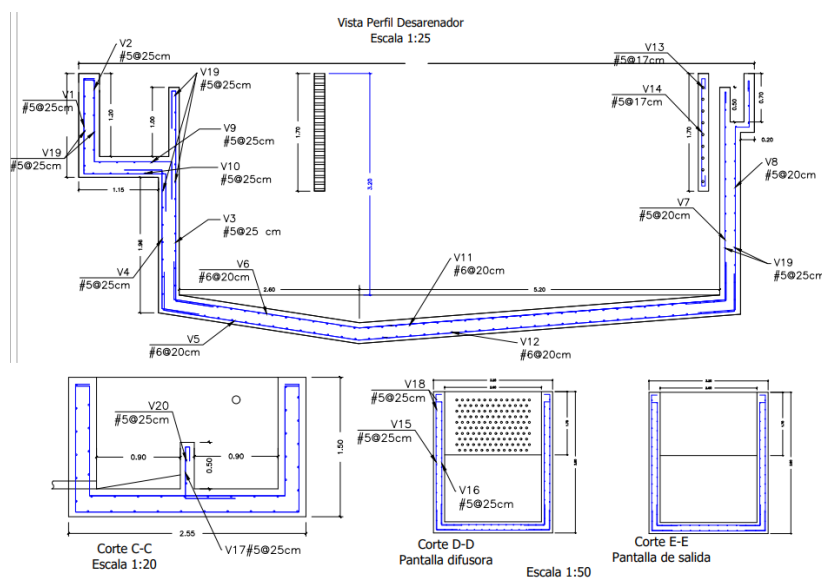


Figura 63. Diseño y detalles estructurales del desarenador

(Creación propia)

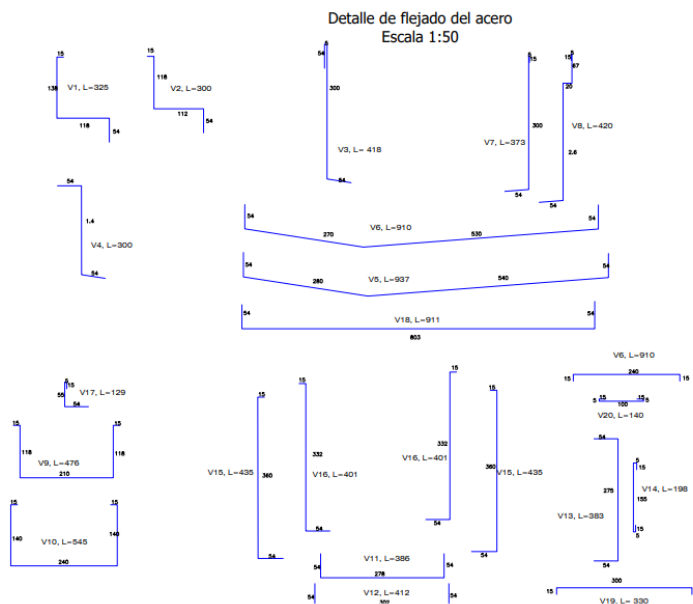


Figura 64. Detalles de flejado para el acero de refuerzo

(Creación propia)

Para mayor nivel de detalle, especificaciones, longitudes, entre otros, revisar en el Anexo 8 y en el Anexo 9.

12. Análisis presupuestal

Para estimar los costos de los tres elementos principales del proyecto que son bocatoma, desarenador y línea de aducción se utilizó la base de datos de los precios unitarios de la gobernación del valle del cauca 2020 que desglosa materiales, mano de obra y herramientas por actividades; así como la base de datos de APUS de INVIAS 2021 y listado de precios unitarios año 2024 para construcción de redes de acueducto y alcantarillado de EMCALI.

Se identificaron actividades, materiales, rendimientos y herramientas para aquellos ítems que se identificaron para la construcción de los elementos. El resultado del análisis presupuestal

se muestra en la Tabla 48, en términos de costos directos y afectados por el valor del IPC de los últimos años.

Tabla 48. Presupuesto general del proyecto

| ITEM | DESCRIPCIÓN | UND | CANTIDAD | VALOR UNITARIO | VALOR TOTAL |
|---------------------------|--|-----|----------|-----------------|-------------------|
| 1 | PRELIMINARES | | | | |
| 1,01 | LOCALIZACION-REPLANTEO ACUEDUCTO-ALCANTA | ML | 72 | \$ 1.789,29 | \$ 128.829,02 |
| 1,02 | CAMPAMENTO TABLA 9 M2 | UND | 2 | \$ 1.230.663,00 | \$ 2.461.326,00 |
| 1,04 | DESCAPOTE MANUAL MAS RETIRO H= 0.20 MTS | M2 | 72 | \$ 74.419,80 | \$ 5.358.225,60 |
| 1,05 | DEMOL.CIMIENTO CONCRETO (SR) | M3 | 10 | \$ 74.419,80 | \$ 744.198,00 |
| 1,06 | ACARREO MATERIALES PETREOS-TIERRA-VARIOS | M3K | 23,12 | \$ 1.716,00 | \$ 39.673,92 |
| 1,07 | RETIRO TUBERIA EXISTENTE | ML | 1450 | \$ 4.484,25 | \$ 6.502.162,50 |
| SUBTOTAL | | | | | \$ 15.234.415,04 |
| 2 | OBRAS COMPLEMENTARIAS Y MOVIMIENTO DE TIERRA | | | | |
| 2,01 | EXCAVACION TIERRA A MANO | M3 | 961,01 | \$ 12.973,50 | \$ 12.725.694,42 |
| 2,02 | ACARREO MATERIALES PETREOS-TIERRA-VARIOS | M3K | 961,01 | \$ 1.716,00 | \$ 1.649.093,16 |
| 2,03 | SOLADO ESPESOR E=0.05M 3000 PSI 210 MPA | M2 | 140 | \$ 1.716,00 | \$ 3.002.300,00 |
| 2,04 | RELLENO ARENA FINA | M3 | 87 | \$ 49.451,10 | \$ 4.302.245,70 |
| 2,05 | RELLENO MATERIAL SITIO COMPACTADO 90% PN | M3 | 203 | \$ 14.246,88 | \$ 2.892.115,63 |
| SUBTOTAL | | | | | \$ 24.571.448,91 |
| 3 | OBRAS EN CONCRETO | | | | |
| 3,01 | MURO CONCRETO CONTENCION 0<H<=3,5 MTS | M3 | 16,23 | \$ 537.509,45 | \$ 8.723.778,37 |
| 3,03 | SUMINISTRO Y FUNDICIÓN DE CONCRETO | M3 | 40,8 | \$ 365.810,61 | \$ 14.925.072,69 |
| 3,04 | ACERO REFUERZO FLEJADO 60000 PSI 420Mpa | KG | 1875 | \$ 3.560,25 | \$ 6.675.468,75 |
| 3,05 | ESCALERA TIPO GATO - BARRA ACERO 1" | KG | 4,1 | \$ 3.560,25 | \$ 14.597,03 |
| SUBTOTAL | | | | | \$ 30.338.916,84 |
| 4 | TUBERÍAS Y ACCESORIOS | | | | |
| 4,01 | TUBERÍA RDE 21 - 200 psi PAVCO - D=2" | ML | 1450 | \$ 17.512,42 | \$ 25.393.009,00 |
| 4,02 | SUMINISTRO Y TRANSPORTE VALVULA REGULADORA DE PRESIÓN D=2" | UN | 2 | \$ 189.329,00 | \$ 378.658,00 |
| SUBTOTAL | | | | | \$ 25.771.667,00 |
| TOTAL | | | | | \$ 95.916.447,79 |
| VALOR TORAL COSTO DIRECTO | | | | | \$ 125.233.158,05 |
| COSTO INDIRECTOS | | | | % | |
| ADMINISTRACIÓN | | | | 18,6% | \$ 23.241.662,27 |

| | | | | |
|--|-----------------------------|------|----|----------------|
| | IMPREVISTOS | 1,0% | \$ | 1.252.331,58 |
| | INTERVENTORÍA | 7,0% | \$ | 8.766.321,06 |
| | UTILIDAD | 3,0% | \$ | 3.756.994,74 |
| | VALOR TOTAL COSTO INDIRECTO | | \$ | 37.017.309,65 |
| | IVA (19%UTILIDAD) | 19% | \$ | 713.829,00 |
| | COSTO TOTAL DE LA OBRA | | \$ | 162.964.296,70 |

Nota: Para obtener información detallada sobre los APUS, la desagregación del AIU y el presupuesto general, consultar el Anexo 13.

13. Conclusiones

Los objetivos académicos fijados para este proyecto se cumplieron en todas sus fases: estudio hidrológico, diseños hidráulicos, diseños estructurales y presupuesto.

El costo directo del proyecto se estima en aproximadamente \$130,000,000, de los cuales \$47,000,000, equivalentes al 36%, corresponden a la mano de obra. Este valor podría reducirse si la comunidad participa activamente en la ejecución del proyecto, lo que permitiría aprovechar el talento humano local y optimizar los recursos disponibles para llevar a cabo el proyecto de manera más eficiente.

El proyecto fue diseñado considerando escenarios críticos debido a la incertidumbre en los datos iniciales, lo que pudo ocasionar sobredimensionamientos.

Por otro lado, el diseño presentado en este proyecto de grado tiene un enfoque académico y establece una base conceptual para un proyecto futuro. Para su implementación, es crucial realizar estudios técnicos como el geotécnico y topográfico, los cuales permitan obtener datos precisos y necesarios para los diferentes diseños. La ausencia de esta información se debe al difícil acceso a la zona de estudio, lo que limita la precisión del diseño y resalta la importancia de estos estudios previos antes de llevar a cabo la ejecución del proyecto.

14. Recomendaciones

Se recomienda implementar sistemas de micro medición en la red de abastecimiento, con el fin de obtener información detallada sobre el consumo y detectar pérdidas. Esto permitirá optimizar la distribución de agua y tomar decisiones informadas sobre el manejo y mantenimiento del sistema. La micro medición contribuirá a una administración eficiente y equitativa del recurso hídrico, asegurando que el suministro se ajuste a la demanda real y promoviendo una cultura de uso responsable en la población del Bajo Boleo.

Previo a la ejecución del proyecto, es necesario realizar un estudio geotécnico detallado de la zona para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, como la capacidad de carga, resistencia y análisis granulométrico. Este análisis permitirá identificar posibles riesgos como la socavación y la estabilidad del terreno y así establecer de manera correcta los parámetros de diseño y garantizar la confiabilidad de la construcción a largo plazo.

Asimismo, es fundamental realizar un estudio topográfico del terreno para obtener información precisa sobre las secciones que conforman el cauce principal. Esta información permitirá definir con mayor exactitud el trazado de la línea de aducción y conducción, así como desarrollar un diseño más detallado de la propuesta de mitigación de la socavación y finalmente, proporcionar las cotas y niveles reales de las estructuras, asegurando así un diseño más eficiente y adaptado a las condiciones específicas del terreno.

Además, se recomienda implementar un programa de monitoreo de la calidad del agua de manera periódica, especialmente en puntos críticos como la bocatoma y el desarenador para garantizar que el agua cumpla con los estándares de calidad. La implementación de este programa no solo asegurará un suministro de agua seguro y confiable, sino que también fortalecerá la confianza de la comunidad en la gestión del recurso hídrico.

Adicionalmente, es esencial desarrollar e implementar un plan de mantenimiento preventivo para todas las estructuras hidráulicas. Este plan debe incluir inspecciones regulares, limpieza de desarenadores y tanques de almacenamiento, y la reparación de cualquier daño menor antes de que se convierta en un problema mayor. La limpieza periódica de los desarenadores y tanques evitará la acumulación de sedimentos y otros materiales que puedan obstruir el flujo de agua y afectar la calidad del suministro. Además, prolongará la vida útil de las infraestructuras hidráulicas y podría reducir costos a largo plazo al prevenir reparaciones costosas derivadas de la falta de mantenimiento.

Finalmente, una propuesta viable para nuestro proyecto sería la incorporación de dispositivos mecánicos, como turbinas, para la generación de energía eléctrica en las líneas de aducción y conducción. Esta iniciativa resulta óptima, ya que aprovecha la energía hidráulica disponible en dichas líneas. De esta manera, es posible reducir las pérdidas energéticas, disminuir los costos operativos y, en el contexto específico de nuestro diseño, mitigar las altas presiones presentes en los sistemas de aducción y conducción. Asimismo, esta propuesta contribuye al desarrollo de soluciones sostenibles en la generación de energía, promoviendo tanto la preservación del medio ambiente como la prolongación de la vida útil de la infraestructura del sistema de abastecimiento de agua potable.

Referencias

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (Enero de 2013). Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones. Bogotá, Colombia: AIS.
- Bedoya Cristancho, J. S., & Cerón Vivas, S. (2015). Modelación numérica de la socavación local en los estribos del puente sobre el Río Sunuba según características hidrodinámicas de la zona. Bogotá, Colombia: Pontificia Universidad Javeriana Bogotá.
- Cañón, C. C. (2023). Presentaciones de clase acueductos y alcantarillados. Santiago de Cali, Colombia: Pontificia Universidad Javeriana Cali.
- Castro Cárdenas, A. F., Olivares Calderón, M. A., & Rozo Muñoz, O. V. (2019). Evaluación del Sistema de Lavado de los Desarenadores Convencional y Dufour. Villavicencio, Colombia.
- Chiarito, E., Zimmermann, E., & Méndez Zacarías, S. (2018). METODOLOGÍAS PARA LA ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA EN ÁREAS URBANIZADAS MEDIANTE TELEDETECCIÓN. Argentina: CUADERNOS del CURIHAM.
- Chow, V., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá, Colombia: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Cualla, R. A. (1995). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. Bogotá, Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Guía de Diseño de Pavimentos con Placa-Huella. (2017). Colombia: Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (19 de Marzo de 2010). Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. Colombia: Panamericana.

Ministerio de desarrollo. (Noviembre de 2000). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Bogotá, Colombia.

Organización Panamericana de Salud. (2005). Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores. Lima, Perú.

PAVCO WAVIN. (Agosto de 2024). Lista de Precios PAVCO 2024. Colombia: PAVCO.

Resolución 0799 de 2021. (2021). Colombia: Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.

Resolución 0844 de 2018. (2018). Colombia: Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.

Resolución 330 de 2017. (08 de Junio de 2017). Bogotá, Colombia: Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo.

Vaxasoftware. (2015). *Slideshare*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/faustozurita/viscosidad-del-agua>

Vaxasoftware. (s.f.). *Universidad de granada*. Obtenido de https://www.ugr.es/~elenasb/teaching/densidadtemperatura_agua_tabla.pdf