

**FORMULACIÓN DE SOLUCIONES DE ABASTECIMIENTO PARA EL
SUMINISTRO DE AGUA POTABLE EN ZONA RURAL**

**ANGÉLICA PATRICIA JAIMES CARRILLO
ADONÁI RALLÓN CASTELLANOS**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2018**

**FORMULACIÓN DE SOLUCIONES DE ABASTECIMIENTO PARA EL
SUMINISTRO DE AGUA POTABLE EN ZONA RURAL**

**ANGÉLICA PATRICIA JAIMES CARRILLO
ADONÁI RALLÓN CASTELLANOS**

Proyecto de grado como requisito para optar al título de Ingeniero(a) Civil.

Director

**JUAN CARLOS FORERO SARMIENTO
INGENIERO CIVIL**

VISTO BUENO DIRECTOR _____

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2018**

*“Lo difícil se hace inmediatamente,
pero lo imposible lleva un poco más de tiempo”*

Mario Moreno Cantinflas.

DEDICATORIA

A Dios todopoderoso, quien supo guiarme por el buen camino, ser mi fuente de sabiduría y fortaleza durante toda mi carrera de pregrado.

A mis padres, por su incondicional amor, apoyo y comprensión. Por inspirarme constantemente a ser mejor y enseñarme a soñar en grande. Mis logros son de ustedes y para ustedes.

A mi hermana y toda mi familia, por confiar en mí y acompañarme con su amor y oraciones en todo momento.

A mi pareja y amigos, por su motivación y compañía durante este proceso tan importante.

Angélica Patricia Jaimes Carrillo

A mi familia, por apoyarme en esta ardua tarea de sed de conocimiento.

A los negros, por su apoyo incondicional en las alegrías, tristezas y rabias.

A los linceos, por ser mi apoyo moral, confiar en mí y brindarme conocimientos por más de 10 años.

A mis amigos, que me ayudaron a llegar a esta meta durante las épocas de estudio y necesidad.

A la Universidad Pontificia Bolivariana, por recibirme y hacerme sentir en casa durante todo este tiempo.

A todos y cada uno de los profesores, por compartir su valioso conocimiento.

A Jonathan Fernando Galvis Romero, por el apoyo incondicional y por ayudarme en mi crecimiento como persona.

Adonái Rallón Castellanos

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por su infinito amor, darnos tranquilidad ante las adversidades y permitirnos culminar satisfactoriamente la carrera de pregrado.

A nuestro director de proyecto de grado el ingeniero Juan Carlos Forero Sarmiento, por su apoyo y orientación en todo el proceso, por la paciencia y entrega a la hora de guiarnos en el desarrollo del proyecto, por su disponibilidad ante cualquier inquietud.

A los ingenieros Sandra Rocío Villamizar Amaya y David Joséph Auresy Serrano Suárez, por el apoyo, colaboración, conocimiento aportado.

A Julián André Galvis Flórez, por su gestión y acompañamiento a lo largo de este trabajo de grado.

A los presidentes de la junta de acción comunal, técnicos y fontaneros de las veredas del área de influencia del proyecto, por su disposición y colaboración.

A todos los profesores, técnicos de apoyo y personal administrativo de la Facultad de Ingeniería Civil, compañeros de clases y amigos que hicieron parte de este proceso de formación.

Angélica Patricia Jaimes Carrillo
Adonái Rallón Castellanos

GLOSARIO

Tomado de la resolución 330 del 2017 (RAS, 2017):

Accesorios: Elementos componentes de un sistema de tuberías, diferentes de las tuberías en sí, tales como uniones, codos, tees, etc.

Acometida: Derivación de la red local del servicio de acueducto que llega hasta el registro de corte de un inmueble.

Acueducto: Sistema de abastecimiento de agua potable para una población.

Aducción: Componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión.

Agua cruda: Es el agua natural que no ha sido sometida a proceso de tratamiento para su potabilización.

Agua potable: Es aquella que por cumplir las características físicas, químicas y microbiológicas, en las condiciones señaladas en el decreto 1575 de 2007 y demás normas que la reglamenten, es apta para consumo humano. Se utiliza en bebida directa, en la preparación de alimentos o en la higiene personal.

Aguas arriba: En hidráulica, hace referencia a la zona anterior a un volumen de control, en la dirección del flujo.

Almacenamiento: Acción destinada a almacenar un determinado volumen de agua para cubrir los picos horarios y la demanda contra incendios.

Altura dinámica total: Energía suministrada por una bomba a un flujo en tuberías, expresada en términos de altura piezométrica, obtenida como la suma de la altura estática en la succión, de las pérdidas de energía por fricción y pérdidas menores en la succión y en la impulsión, y de la presión requerida al final de la línea de impulsión.

Altura estática: Diferencia en altura entre dos puntos que están conectados y que hacen parte de un sistema de acueducto.

Altura piezométrica: Altura a la que se elevaría el agua en un tubo piezométrico colocado en un punto de una conducción.

Altura piezométrica de presión: Presión manométrica en un punto, expresada en metros de columna de agua, obtenida como la razón entre la magnitud de la presión y el peso específico del agua.

Bocatoma: Estructura hidráulica que capta el agua desde una fuente superficial y la conduce al sistema de acueducto.

Borde libre: Espacio comprendido entre el nivel máximo esperado del agua fijado por el sistema de rebose y la altura total de la estructura hidráulica.

Captación: Conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de una fuente de abastecimiento.

Caudal: Cantidad de fluido que pasa por determinado elemento en la unidad de tiempo.

Caudal de diseño: Caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado.

Caudal máximo diario: Consumo máximo durante una hora, observado en un periodo de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

Caudal máximo horario: Consumo máximo durante una hora, observado en un periodo de diseño de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

Caudal medio diario: Consumo medio durante veinticuatro horas, obtenido como el promedio de los consumos diarios en un periodo de un año.

Conducción: Componente a través del cual se transporta agua potable, ya sea a flujo libre o a presión.

Demanda unitaria o demanda per cápita: Caudal demandado por habitante.

Densidad poblacional: Número de personas que habitan dentro de un área bruta o neta determinada.

Desarenador: Componente destinado a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación mecánica.

Dotación: Cantidad de agua asignada a una población o a un habitante para su consumo en una unidad de tiempo, expresada en términos de litro por habitante por día o dimensiones equivalentes.

Estación de bombeo: Componente destinado a aumentar la presión del agua con el objetivo de transportarla a estructuras más elevadas.

Fuente de abastecimiento de agua: Depósito o curso de agua superficial o subterránea, utilizada en un sistema en un suministro a la población, bien sea de aguas atmosféricas, superficiales, subterráneas o marinas.

Modelo hidráulico: Formulación idealizada que representa la respuesta de un sistema hidráulico a estímulos externos.

Nivel de complejidad del sistema: Rango en el cual se clasifica un proyecto el cual depende del número de habitantes en la zona urbana del municipio, su capacidad económica o el grado de exigencia técnica que se requiera.

NPSH, altura neta de succión positiva: Presión necesaria para mover un fluido desde la cámara de succión hasta el impulsor de la bomba.

Periodo de diseño: Tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes de éste, en el cual su(s) capacidad(es) permite(n) atender la demanda proyectada para este tiempo.

Población de diseño: Población que se espera atender por el proyecto, considerando el índice de cubrimiento, crecimiento y proyección de la demanda para el periodo de diseño.

Población flotante: Población de alguna localidad que no reside permanentemente en ella y que la habita por un espacio corto de tiempo por razones de trabajo, turismo o alguna otra actividad temporal.

Sostenibilidad: La sostenibilidad se refiere al equilibrio de una especie con los recursos de su entorno, consiste en satisfacer las necesidades de la actual generación sin sacrificar la capacidad de futuras generaciones de satisfacer sus propias necesidades.

Suscriptor: Persona natural o jurídica con la cual se ha celebrado un contrato de condiciones uniformes de servicios públicos.

Tanque de almacenamiento: Depósito de agua en un sistema de acueducto, cuya función es suplir las necesidades de la demanda en los momentos pico, permitiendo una recuperación del volumen en las horas de bajo consumo, para poder suministrar sin problemas en las máximas demandas.

Tanque de compensación: Depósito de agua en un sistema de acueducto con capacidad de almacenamiento muy baja, cuya función es actuar como un regulador de presión o quiebre de presión en sistemas de bombeo.

Tanque de succión: Tanque de almacenamiento desde el cual una bomba succiona el agua que impulsa hacia otro punto de la red.

Tubería: Ducto de sección circular para el transporte de agua.

Tubería de impulsión: Tubería de salida de un equipo de bombeo.

Tubería de succión: tubería de entrada a un equipo de bombeo.

Vida útil: tiempo estimado para la duración de un equipo o componentes de un sistema sin que sea necesaria la sustitución de este; en este tiempo solo se requieren labores de mantenimiento para su adecuado funcionamiento.

Tomado del libro estructuras hidráulicas (Giles, 2002):

Acueducto: Un acueducto es una estructura hidráulica que está compuesta por bocatoma (sistema de captación), aducción, desarenador, planta de tratamiento, conducción, almacenamiento y finalmente redes de distribución, el principal fin de esta estructura es transportar, abastecer y regular el uso de agua potable hacia los usuarios de una población.

Tomado del libro obras hidráulicas rurales (Materón, 1996):

Captación: Una obra de captación se puede definir como una estructura destinada a extraer una determinada cantidad de agua de una fuente de abastecimiento sin afectar el ambiente. Se clasifican en bocatomas laterales, de fondo o sumergidas, por lecho filtrante entre otras.

Tomado del artículo tipos de agua (Cuido el agua, 2009):

Agua dulce: Agua natural con baja concentración de sales, o generalmente considerada adecuada, con previo tratamiento, para producir agua potable. Sin embargo, algunas fuentes de abastecimiento pueden ser naturalmente potables.

Aguas grises: Se denomina aguas grises a las aguas de uso doméstico que no contiene desechos sólidos humanos, compuestas por el agua proviene de la cocina, cuartos de lavado, regadera, duchas, lavabo y lavadora. Esta distinción se hace, entre otras cosas, porque puede ser aprovechada para actividades que no requieren de agua de calidad potable.

Agua potable: El agua potable está definida como el agua que ha sido debidamente tratada y que es apta para el consumo humano sin riesgo de contraer enfermedades.

Aguas negras: Las aguas negras son aquellas que contienen desechos sólidos humanos y debido a esto no son aptas para ninguna actividad y que deben someterse a un tratamiento de purificación, antes de regresarlas a la fuente abastecimiento.

Manantiales: Se puede definir un manantial como un lugar donde se produce un afloramiento natural de agua subterránea. El agua del manantial fluye por lo general a través de una formación de estratos con grava, arena o roca fisurada. En los lugares donde existen estratos impermeables, estos bloquean el flujo subterráneo del agua y permiten que aflore a la superficie.

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUCCIÓN..... | 26 |
| 2. GENERALIDADES | 27 |
| 2.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA..... | 27 |
| 2.2. JUSTIFICACIÓN | 29 |
| 2.3. OBJETIVOS..... | 30 |
| 2.3.1. Objetivo general..... | 30 |
| 2.3.2. Objetivos específicos..... | 30 |
| 2.4. ALCANCE | 31 |
| 3. MARCO TEÓRICO | 32 |
| 3.1. HIDROLOGÍA..... | 32 |
| 3.2. FUENTES DE ABASTECIMIENTO..... | 33 |
| 3.3. TIPOS DE FUENTES DE AGUA..... | 33 |
| 3.3.1. Aguas lluvias..... | 33 |
| 3.3.2. Aguas superficiales..... | 33 |
| 3.3.3. Aguas subterráneas..... | 33 |
| 3.4. SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE | 34 |
| 4. MARCO LEGAL..... | 35 |
| 4.1. CONSTITUCIÓN POLÍTICA DE COLOMBIA DE 1991 | 35 |
| 4.2. RESOLUCIÓN 0330 DEL 2017..... | 35 |
| 5. METODOLOGÍA DE TRABAJO..... | 36 |
| 6. FASE 1: DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE INFLUENCIA | 38 |
| 6.1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO | 38 |
| 6.1.1. Identificación del municipio..... | 38 |
| 6.1.2. Reseña histórica del municipio | 38 |
| 6.1.3. Localización y extensión..... | 39 |
| 6.1.4. Límites del municipio | 40 |
| 6.1.5. División política de Lebrija | 41 |
| 6.2. COMPORTAMIENTO DEMOGRÁFICO..... | 44 |
| 6.2.1. DANE..... | 44 |
| 6.2.2. Sisbén..... | 45 |
| 6.3. ASPECTO SOCIO-ECONÓMICO | 45 |
| 6.4. CLIMATOLOGÍA | 47 |

| | | |
|--------|--|----|
| 6.5. | REPORTES HIDROLÓGICOS Y PLUVIALES | 47 |
| 6.5.1. | Pluviosidad | 49 |
| 6.5.2. | Precipitación | 49 |
| 6.6. | RECURSOS HÍDRICOS | 53 |
| 6.6.1. | Cuenca Río Lebrija | 53 |
| 6.7. | SECTOR AGUA POTABLE..... | 55 |
| 6.7.1. | Cobertura en zona rural..... | 56 |
| 7. | FASE 2: DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO ACTUAL .. | 59 |
| 7.1. | ACUEDUCTO VEREDA ANGELINOS | 59 |
| 7.2. | ACUEDUCTO VEREDA LISBOA..... | 59 |
| 7.2.1. | Sistema de captación | 60 |
| 7.2.2. | Tanque de almacenamiento | 63 |
| 7.2.3. | Tanque distribuidor | 65 |
| 7.2.4. | Red de distribución | 66 |
| 7.3. | ACUEDUCTO VEREDA LA RENTA | 66 |
| 7.3.1. | Sistema de captación | 67 |
| 7.3.2. | Tanque de almacenamiento | 67 |
| 7.3.3. | Desarenador..... | 70 |
| 7.3.4. | Tanque repartidor 1 | 72 |
| 7.3.5. | Tanque repartidor 2 antiguo | 75 |
| 7.3.7. | Red de distribución | 78 |
| 7.4. | ACUEDUCTO VEREDA PORTUGAL | 81 |
| 8. | FASE 3: ESTUDIO DE LA DEMANDA | 83 |
| 8.1. | DATOS DEL ÚLTIMO CENSO DEL MUNICIPIO | 83 |
| 8.2. | ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN..... | 83 |
| 8.3. | DEFINICIÓN DEL NIVEL DE COMPLEJIDAD..... | 84 |
| 8.4. | SELECCIÓN DEL MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE LA PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN..... | 85 |
| 8.5. | SELECCIÓN DEL PERIODO DE DISEÑO | 85 |
| 8.6. | POBLACIÓN DE DISEÑO..... | 86 |
| 8.6.1. | Obtención de la tasa de crecimiento..... | 87 |
| 8.6.2. | Proyección de la población | 88 |
| 8.6.3. | Población flotante | 92 |
| 8.6.4. | Población de diseño | 93 |
| 8.7. | USOS DEL AGUA..... | 93 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 8.8. | DOTACIÓN | 94 |
| 8.8.1. | Dotación neta..... | 94 |
| 8.8.2. | Dotación bruta | 95 |
| 8.9. | DEMANDA DE AGUA | 95 |
| 8.9.1. | Caudal medio diario..... | 95 |
| 8.9.2. | Selección de los coeficientes de mayoración | 96 |
| 8.9.3. | Caudal máximo diario | 96 |
| 8.9.4. | Caudal máximo horario..... | 97 |
| 8.10. | OBTENCIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO..... | 98 |
| 9. | FASE 4: PRESENTACIÓN DE ALTERNATIVAS DE ABASTECIMIENTO | 99 |
| 10. | FASE 5: SISTEMA DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA | 101 |
| 10.1. | DISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA | 101 |
| 10.2. | IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA | 102 |
| 10.2.1. | Sector escolar | 102 |
| 10.3. | CÁLCULO TIPO : COLEGIO PORTUGAL..... | 105 |
| 10.3.1. | Localización del sistema captación de agua lluvia | 105 |
| 10.3.2. | Estimación del volumen requerido para el abastecimiento de la edificación..... | 106 |
| 10.3.3. | Área de captación de agua lluvia de la edificación..... | 110 |
| 10.3.4. | Volumen captado por el área de la cubierta de la edificación | 112 |
| 10.3.5. | Volumen de almacenamiento de la edificación | 113 |
| 10.3.6. | Capacidad del tanque de almacenamiento de la edificación..... | 114 |
| 10.4. | CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE LOS CENTROS EDUCATIVOS | 116 |
| 11. | FASE 6 : SISTEMA DE ACUEDUCTO EN ZONA RURAL..... | 119 |
| 11.1. | BOCATOMA | 119 |
| 11.2. | LÍNEA DE ADUCCIÓN DE LA BOCATOMA AL DESARENADOR..... | 121 |
| 11.3. | DESARENADOR | 125 |
| 11.3.1. | Condiciones de diseño del desarenador | 126 |
| 11.3.2. | Parámetros de sedimentación..... | 126 |
| 11.3.3. | Elementos del desarenador..... | 138 |
| 11.3.4. | Diseño del desarenador | 159 |
| 11.4. | SISTEMAS DE BOMBEO | 160 |
| 11.4.1. | Capacidad del sistema de bombeo | 163 |

| | | |
|---------|---------------------------------------|-----|
| 11.4.2. | Tuberías de succión e impulsión | 164 |
| 11.4.3. | Altura dinámica..... | 173 |
| 11.4.4. | Altura piezométrica..... | 181 |
| 11.4.5. | Potencia | 183 |
| 11.4.6. | Elección de la bomba | 186 |
| 11.5. | TRAMOS POR GRAVEDAD..... | 187 |
| 11.6. | TANQUE DE COMPENSACIÓN..... | 188 |
| 12. | CONCLUSIONES..... | 198 |
| 13. | RECOMENDACIONES | 200 |
| 14. | REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 201 |
| 15. | ANEXOS | 205 |

LISTA DE IMÁGENES

| | |
|---|-----|
| Imagen 1. Área de influencia del proyecto. | 28 |
| Imagen 2. Topografía del proyecto..... | 28 |
| Imagen 3. Ciclo hidrológico. | 32 |
| Imagen 4. Metodología de trabajo..... | 36 |
| Imagen 5. Panorama del municipio de Lebrija. | 39 |
| Imagen 6. Localización del municipio de Lebrija. | 40 |
| Imagen 7. Provincia de Soto, departamento de Santander..... | 41 |
| Imagen 8. Mapa división política de Lebrija. | 44 |
| Imagen 9. Cuenca Río Lebrija..... | 54 |
| Imagen 10. Quebrada La Azufrada. | 61 |
| Imagen 11. Bocatoma quebrada La Azufrada sin mantenimiento. | 61 |
| Imagen 12. Limpieza de la bocatoma..... | 62 |
| Imagen 13. Tubería de excesos de la bocatoma..... | 62 |
| Imagen 14. Bocatoma quebrada La Azufrada. | 63 |
| Imagen 15. Tanque de almacenamiento. | 64 |
| Imagen 16. Tubería de excesos del tanque de almacenamiento. | 64 |
| Imagen 17. Tubería de abastecimiento aérea. | 65 |
| Imagen 18. Tanque de distribución. | 65 |
| Imagen 19. Tanque de almacenamiento de cada suscriptor. | 66 |
| Imagen 20. Tanque de almacenamiento. | 68 |
| Imagen 21. Visualización de lámina de agua. | 68 |
| Imagen 22. Visualización de borde libre..... | 69 |
| Imagen 23. Tubería de excesos del tanque de almacenamiento. | 69 |
| Imagen 24. Estructura de desarenador. | 70 |
| Imagen 25. Elementos fuera de servicio del desarenador. | 71 |
| Imagen 26. Funcionamiento de un tanque de almacenamiento. | 71 |
| Imagen 27. Cruce de tuberías para surtir tanques distribuidores..... | 72 |
| Imagen 28. Tubería de abastecimiento aérea..... | 73 |
| Imagen 29. Tanque repartidor 1. | 73 |
| Imagen 30. Fisuras en la placa y fondo del tanque. | 74 |
| Imagen 31. Salida a caserío del lado izquierdo de la vía, red matriz. | 74 |
| Imagen 32. Tanque repartidor 2. | 75 |
| Imagen 33. Tanque repartidor 2, luego del movimiento de tierra. | 76 |
| Imagen 34. Parte interna del tanque repartidor 2. | 76 |
| Imagen 35. Tanques repartidores 2 actuales. | 77 |
| Imagen 36. Salida a caserío del lado derecho de la vía, red matriz. | 78 |
| Imagen 37. Tramo de red matriz del caserío del lado derecho de la vía. | 79 |
| Imagen 38. Red primaria del caserío del lado izquierdo de la vía. | 79 |
| Imagen 39. Tanque de almacenamiento de cada suscriptor. | 80 |
| Imagen 40. Visualización del contador de cada suscriptor..... | 80 |
| Imagen 41. Central hidroeléctrica Sogamoso..... | 99 |
| Imagen 42. Estructura del sistema de captación y filtración de agua lluvia..... | 102 |
| Imagen 43. Colegio Portugal, Lebrija, Santander..... | 105 |
| Imagen 44. Ubicación del colegio Portugal, Lebrija, Santander. | 106 |
| Imagen 45. Trazado de la red de acueducto. | 119 |

| | |
|---|-----|
| Imagen 46. Bocatoma flotante..... | 120 |
| Imagen 47. Estructura de bocatoma flotantes desde la balsa..... | 120 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|-----|
| Figura 1. Plano planta área de la cubierta colegio Portugal. | 110 |
| Figura 2. Despiece parte inferior de la tubería de succión bocatoma..... | 121 |
| Figura 3. Vista frontal del desarenador y sus zonas..... | 125 |
| Figura 4. Vista en planta del desarenador y sus zonas..... | 126 |
| Figura 5. Vista frontal de la zona de entrada..... | 138 |
| Figura 6. Vista en planta de la zona de entrada. | 138 |
| Figura 7. Vista frontal del vertedero de excesos rectangular. | 138 |
| Figura 8. Dimensiones del vertedero de excesos rectangular..... | 140 |
| Figura 9. Dimensiones de la cámara de aquietamiento en vista frontal. | 141 |
| Figura 10. Dimensiones de la cámara de aquietamiento en vista en planta. | 143 |
| Figura 11. Vista en perfil de la pantalla deflectora..... | 146 |
| Figura 12. Ubicación de las separaciones verticales de la pantalla deflectora.... | 146 |
| Figura 13. Ubicación de las separaciones horizontales de la pantalla deflectora. | 147 |
| Figura 14. Dimensiones de separaciones verticales de la pantalla deflectora. ... | 149 |
| Figura 15. Dimensiones de separaciones horizontales de la pantalla deflectora. | 150 |
| Figura 16. Vista en perfil de la zona de sedimentación. | 152 |
| Figura 17. Vista frontal de la zona de sedimentación..... | 152 |
| Figura 18. Vista en planta de la zona de sedimentación. | 152 |
| Figura 19. Vista frontal de la zona de salida..... | 153 |
| Figura 20. Vista en planta de la zona de salida..... | 153 |
| Figura 21. Dimensiones de la zona de salida en vista frontal..... | 156 |
| Figura 22. Dimensiones de la zona de salida en vista en planta..... | 156 |
| Figura 23. Vista frontal de la zona de lodos. | 157 |
| Figura 24. Dimensiones de la zona de lodos en vista frontal. | 159 |
| Figura 25. Dimensiones del desarenador en vista frontal. | 159 |
| Figura 26. Dimensiones del desarenador en vista superior. | 160 |
| Figura 27. Perfil tramo por bombeo desarenador a Lisboa. | 161 |
| Figura 28. Perfil tramo por bombeo Lisboa a Angelinos..... | 162 |
| Figura 29. Perfil tramo por gravedad Lisboa a La Renta..... | 187 |
| Figura 30. Perfil tramo por gravedad Angelinos a Portugal..... | 188 |

LISTA DE GRÁFICOS

| | |
|---|----|
| Gráfico 1. Precipitación mensual de la estación Aeropuerto Palonegro..... | 50 |
| Gráfico 2. Precipitación mensual de la estación La Laguna..... | 51 |
| Gráfico 3. Precipitación mensual de la estación Palmas..... | 52 |
| Gráfico 4. Precipitación promedio mensual de las estaciones climatológicas..... | 53 |
| Gráfico 5. Comportamiento histórico de la población del municipio de Lebrija..... | 87 |
| Gráfico 6. Proyección poblacional de las veredas del proyecto..... | 91 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|---|-----|
| Tabla 1. Identificación del municipio..... | 38 |
| Tabla 2. Localización y extensión del municipio..... | 39 |
| Tabla 3. Veredas catastrales del municipio de Lebrija. | 42 |
| Tabla 4. Listado de veredas comunales..... | 43 |
| Tabla 5. Resultados censo DANE año 2005..... | 45 |
| Tabla 6. Habitantes inscritos al Sisbén en el año 2016..... | 45 |
| Tabla 7. Cultivos Transitorios del municipio..... | 46 |
| Tabla 8. Cultivos permanentes del municipio..... | 46 |
| Tabla 9. Identificación de la estación Aeropuerto Palonegro. | 48 |
| Tabla 10. Identificación de la estación La Laguna..... | 48 |
| Tabla 11. Identificación de la estación Palmas..... | 48 |
| Tabla 12. Precipitación mensual de la estación Aeropuerto Palonegro. | 49 |
| Tabla 13. Precipitación mensuales de la estación La Laguna..... | 50 |
| Tabla 14. Precipitación mensual de la estación Palmas. | 51 |
| Tabla 15. Precipitación promedio mensual de las estaciones climatológicas. | 52 |
| Tabla 16. Microcuencas del municipio de Lebrija..... | 55 |
| Tabla 17. Usuarios con servicio de acueducto, alcantarillado y aseo público. | 56 |
| Tabla 18. Acueductos veredales del municipio. | 57 |
| Tabla 19. Censo 2005 y proyecciones. | 83 |
| Tabla 20. Ubicación del municipio dentro del departamento..... | 83 |
| Tabla 21. Población actual del proyecto..... | 84 |
| Tabla 22. Asignación del nivel de complejidad..... | 84 |
| Tabla 23. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad del sistema para la proyección de la población..... | 85 |
| Tabla 24. Censos y proyecciones realizadas por el DANE. | 86 |
| Tabla 25. Censos realizados por el DANE en municipio de Lebrija. | 88 |
| Tabla 26. Proyección anual de la población del proyecto. | 91 |
| Tabla 27. Población de diseño para año 2043..... | 93 |
| Tabla 28. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida..... | 94 |
| Tabla 29. Demanda de agua en cada vereda..... | 98 |
| Tabla 30. Caudales de diseño..... | 98 |
| Tabla 31. Zona educativa Colegio Portugal..... | 103 |
| Tabla 32. Número de estudiantes de cada centro educativo..... | 104 |
| Tabla 33. Instalaciones de cada centro educativo..... | 104 |
| Tabla 34. Proyección del número de estudiantes año 2043..... | 107 |
| Tabla 35. Demanda mensual necesaria por la edificación..... | 116 |
| Tabla 36. Volumen captado en el mes de menor precipitación..... | 116 |
| Tabla 37. Volumen captado en el mes de mayor precipitación..... | 117 |
| Tabla 38. Volumen anual captado por la cubierta..... | 117 |
| Tabla 39. Volumen de almacenamiento del tanque..... | 118 |
| Tabla 40. Número de Hazen- Williams..... | 129 |
| Tabla 41. Relación entra columnas y filas de los orificios de la pantalla deflectora..... | 145 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 42. Velocidades para tuberías de impulsión comerciales del tramo desarenador a Lisboa..... | 168 |
| Tabla 43. Velocidades para tuberías de impulsión comerciales del tramo Lisboa a Angelinos..... | 170 |
| Tabla 44. Velocidad máxima aceptable en la tubería de succión, según el diámetro. | 170 |
| Tabla 45. Disminución de la presión atmosférica. | 181 |
| Tabla 46. Presión de vapor de agua. | 182 |
| Tabla 47. Dimensiones tanques de compensación del proyecto..... | 197 |

LISTA DE ECUACIONES

| | |
|---|-----|
| Ecuación 1. Asignación del año de diseño..... | 85 |
| Ecuación 2. Tasa de crecimiento anual por el método geométrico..... | 87 |
| Ecuación 3. Población futura por el método geométrico..... | 88 |
| Ecuación 4. Población flotante..... | 92 |
| Ecuación 5. Población de diseño del proyecto..... | 93 |
| Ecuación 6. Dotación bruta..... | 95 |
| Ecuación 7. Caudal medio diario..... | 96 |
| Ecuación 8. Caudal máximo diario..... | 96 |
| Ecuación 9. Caudal máximo horario..... | 97 |
| Ecuación 10. Población total diaria del centro educativo..... | 107 |
| Ecuación 11. Volumen diario demandado..... | 108 |
| Ecuación 12. Demanda diaria de la edificación..... | 109 |
| Ecuación 13. Demanda mensual de la edificación..... | 109 |
| Ecuación 14. Área de la cubierta de la edificación..... | 111 |
| Ecuación 15. Área parcial de la cubierta de la edificación..... | 111 |
| Ecuación 16. Volumen captado..... | 112 |
| Ecuación 17. Volumen total de almacenamiento de la edificación..... | 113 |
| Ecuación 18. Volumen del tanque de almacenamiento..... | 115 |
| Ecuación 19. Pendiente entre la bocatoma y el desarenador..... | 122 |
| Ecuación 20. Diámetro de la tubería de aducción..... | 122 |
| Ecuación 21. Pendiente unitaria..... | 123 |
| Ecuación 22. Pérdidas totales de la tubería..... | 123 |
| Ecuación 23. Velocidad del flujo en la tubería..... | 124 |
| Ecuación 24. Viscosidad cinemática del agua..... | 126 |
| Ecuación 25. Velocidad de sedimentación, Stokes..... | 127 |
| Ecuación 26. Número de Reynolds de la partícula..... | 128 |
| Ecuación 27. Tiempo de sedimentación de la partícula..... | 128 |
| Ecuación 28. Tiempo de retención de la partícula..... | 129 |
| Ecuación 29. Volumen del tanque..... | 130 |
| Ecuación 30. Área superficial..... | 131 |
| Ecuación 31. Área superficial..... | 131 |
| Ecuación 32. Ancho del desarenador..... | 132 |
| Ecuación 33. Longitud del desarenador..... | 132 |
| Ecuación 34. Carga hidráulica superficial del desarenador..... | 133 |
| Ecuación 35. Diámetro mínimo removido..... | 134 |
| Ecuación 36. Velocidad horizontal..... | 135 |
| Ecuación 37. Velocidad horizontal máxima..... | 136 |
| Ecuación 38. Velocidad de suspensión máxima..... | 137 |
| Ecuación 39. Altura del vertedero de excesos..... | 139 |
| Ecuación 40. Longitud del vertedero de excesos..... | 140 |
| Ecuación 41. Altura de la cámara de quietamiento..... | 141 |
| Ecuación 42. Ancho menor de la cámara de quietamiento..... | 142 |
| Ecuación 43. Ancho mayor de la cámara de quietamiento..... | 142 |
| Ecuación 44. Área total de la pantalla deflectora..... | 143 |
| Ecuación 45. Número de orificios de la pantalla deflectora..... | 144 |

| | |
|---|-----|
| Ecuación 46. Separación vertical entre diámetros de orificios. | 147 |
| Ecuación 47. Separación horizontal entre diámetros de orificios. | 148 |
| Ecuación 48. Separación vertical entre orificios. | 148 |
| Ecuación 49. Separación horizontal entre orificios. | 149 |
| Ecuación 50. Altura vertical de la pantalla deflectora. | 150 |
| Ecuación 51. Ancho horizontal de la pantalla deflectora. | 151 |
| Ecuación 52. Altura con la que disminuye la profundidad del desarenador. | 154 |
| Ecuación 53. Altura actual del desarenador en zona de salida. | 154 |
| Ecuación 54. Altura de la trampa flotante. | 155 |
| Ecuación 55. Separación entre la trampa flotante y el vertedero de salida. | 155 |
| Ecuación 56. Altura de zona de lodos. | 157 |
| Ecuación 57. Volumen de tolva en zona de lodos. | 158 |
| Ecuación 58. Volumen en zona de sedimentación. | 158 |
| Ecuación 59. Caudal de bombeo. | 163 |
| Ecuación 60. Diámetro interno de la tubería. | 164 |
| Ecuación 61. Velocidad en las tuberías. | 166 |
| Ecuación 62. Altura dinámica total. | 173 |
| Ecuación 63. Cabeza de velocidad. | 174 |
| Ecuación 64. Sumatoria de las pérdidas unitarias por succión e impulsión. | 174 |
| Ecuación 65. Pérdidas unitarias para succión e impulsión. | 174 |
| Ecuación 66. Pérdidas por la ecuación de Hazen-Williams. | 175 |
| Ecuación 67. Perdidas por accesorios y tubería. | 175 |
| Ecuación 68. Altura piezométrica. | 181 |
| Ecuación 69. Potencia hidráulica de la bomba. | 183 |
| Ecuación 70. Potencia al freno de la bomba. | 184 |
| Ecuación 71. Potencia requerida de la bomba. | 185 |
| Ecuación 72. Volumen de tanque de compensación. | 188 |
| Ecuación 73. Área del tanque de compensación. | 189 |
| Ecuación 74. Altura del tanque de compensación. | 189 |
| Ecuación 75. Longitud del tanque de compensación. | 189 |
| Ecuación 76. Ancho del tanque de compensación. | 190 |

LISTA DE ANEXOS

| | |
|--|-----|
| Anexo 1. Curva de la bomba PMS80/6Y..... | 205 |
| Anexo 2. Curva de la bomba PM65/5Y..... | 207 |
| Anexo 3. Perfil tramo por gravedad Lisboa - La Renta..... | 209 |
| Anexo 4. Planta tramo por gravedad Lisboa - La Renta..... | 210 |
| Anexo 5. Perfil tramo por gravedad Angelinos - Portugal sección 1..... | 211 |
| Anexo 6. Planta tramo por gravedad Angelinos - Portugal sección 1..... | 212 |
| Anexo 7. Perfil tramo por gravedad Angelinos - Portugal sección 2..... | 213 |
| Anexo 8. Perfil tramo por gravedad Angelinos - Portugal sección 2..... | 214 |

RESUMEN GENERAL DE TRABAJO DE GRADO

TITULO: FORMULACIÓN DE SOLUCIONES DE ABASTECIMIENTO PARA EL SUMINISTRO DE AGUA POTABLE EN ZONA RURAL

AUTOR(ES): Angélica Patricia Jaimes Carrillo
Adonái Rallón Castellanos

PROGRAMA: Facultad de Ingeniería Civil

DIRECTOR(A): Juan Carlos Forero Sarmiento

RESUMEN

Este trabajo de grado presenta la formulación de soluciones viables y sostenibles de abastecimiento para el suministro de agua potable a las veredas : Angelinos, La Renta, Lisboa y Portugal. En primera instancia, se realizó la identificación de las condiciones climáticas e hidrológicas de la zona de influencia del proyecto, mediante investigación en campo e información disponible por el IDEAM, ISAGEN y la comunidad. Adicionalmente, se inspeccionó la infraestructura del sistema de abastecimiento de agua existente en cada vereda, identificando y evaluando las características físicas y operativas de las estructuras hidráulicas o componentes del sistema. Como solución a la problemática planteada, se proponen dos alternativas de diseño de sistemas de abastecimiento de agua : un sistema de acueducto inter – veredal que suministra agua potable a 4.132 habitantes y un sistema de captación o recolección de agua lluvias destinado para el mantenimiento de los cuatro centros educativos del sector escolar del área de influencia. Estas alternativas se adaptan a las condiciones locales del proyecto y cumplen con la viabilidad técnica y económica para la comunidad.

PALABRAS CLAVE:

Abastecimiento, Agua potable, Acueducto, Captación, Agua lluvia

V° B° DIRECTOR DE TRABAJO DE GRADO

GENERAL SUMMARY OF WORK OF GRADE

TITLE: FORMULATION OF DRINKING WATER SUPPLY SOLUTIONS TO RURAL ZONE

AUTHOR(S): Angélica Patricia Jaimes Carrillo
Adonái Rallón Castellanos

FACULTY: Facultad de Ingeniería Civil

DIRECTOR: Juan Carlos Forero Sarmiento

ABSTRACT

This undergraduate thesis presents the development of viable and sustainable solutions of provision for the supply of drinking water to the village called: Angelinos, La Rentá, Lisboa and Portugal. At first glance, it was identified the climatic and hydrological conditions of the area of influence of the project, through the research in the field and information available provided by legal entities such as IDEAM, ISAGEN, and the local community. In addition, the infrastructure of the existing water supply system in each village was inspected, identifying and evaluating the physical and operational characteristics of hydraulic structures or components of the system. As a solution to the problem posed, we propose two alternatives of design of water supply systems, these are as follows: a system of aqueduct inter - village that supplies drinking water to 4.132 inhabitants and a water collection system for rainfall with the purpose to the maintenance of the four educational centers in the school sector in the area of influence. These alternatives are adapted to the local conditions of the project and accomplish with the technical and economic feasibility for the community.

KEYWORDS:

Supply, drinking water, aqueduct, collection, rainwater.

V° B° DIRECTOR OF GRADUATE WORK

1. INTRODUCCIÓN

El agua es el recurso natural más importante para la vida en la tierra. El 70% del planeta está formado por este vital elemento (Campos, 2012). A su vez, los seres humanos están conformados aproximadamente por el 70% de agua, en donde sus componentes permiten el correcto funcionamiento del organismo.

A pesar de ser el recurso de mayor abundancia en la tierra, solo el 3 % de su totalidad es agua dulce y puede ser apta para consumo (Suárez, 2018). Esta se encuentra disponible en fuentes de abastecimiento de agua: superficiales (ríos, lagos, lagunas), subterráneas (manantiales, pozos, nacientes) y atmosféricas (aguas lluvias). Aunque el agua proveniente de estas fuentes puede ser naturalmente potable otras necesitan de un tratamiento antes de su consumo.

A lo largo de los años, el hombre se ha encargado de buscar la forma de trasladar y distribuir este recurso desde sus fuentes de abastecimiento hasta sus viviendas para suplir las necesidades básicas, es decir, el suministro de agua es una problemática que ha estado presente y ha impulsado al desarrollo ingenieril de varios sistemas de abastecimiento.

En Colombia, la mayoría de las viviendas que conforman el área rural no cuentan con sistemas de abastecimiento de agua dignos para el consumo humano, por esto, los habitantes de este sector vulnerable tratan de solucionar esta problemática por medio de alternativas como: realizar conexiones ilegales a la red o directamente a las quebradas, ríos, lagos o camiones cisterna. La mayoría de estas soluciones son planificadas y realizadas por la comunidad, lo que constituye costos elevados para los beneficiarios y un alto impacto para el medio ambiente.

En nuestro país, el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS, 2017) contempla criterios de diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable que se deberán cumplir para obtener un efecto positivo en la salud pública de los habitantes y/o beneficiarios.

El presente trabajo de grado trata de solucionar la problemática de abastecimiento de agua potable en zona rural, específicamente a cuatro veredas del municipio de Lebrija, Santander. Por medio del planteamiento de alternativas que se adapten a las condiciones a las condiciones locales y las que presenta la fuente hídrica. Proporcionando sistemas de abastecimiento viables y sostenibles para la comunidad.

2. GENERALIDADES

2.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

En Colombia el acceso al agua potable aún enfrenta desafíos importantes, incluso una cobertura insuficiente y una calidad inadecuada del servicio en zonas rurales (Echeverri, 2012). A pesar de que el agua potable es un recurso indispensable para garantizar los derechos y calidad de la vida del ser humano, en el año 2004, la población rural mostró las tasas de cobertura más bajas, ya que solo el 71% tenía acceso al agua potable y 54% a un saneamiento básico adecuado (UNICEF,WHO, 2008). Además de los problemas de cobertura, la calidad del agua para ciudades pequeñas y el sector rural es menor en comparación a las grandes ciudades (Banco Mundial, 2004). Es decir, las ciudades pequeñas y el sector rural en nuestro país presentan racionamiento de agua y abastecimiento intermitente.

De esta manera, el estado ha incluido dentro de los planes de desarrollo municipales la problemática del agua potable y el saneamiento básico, con el fin de aumentar la cobertura, calidad y continuidad del servicio en el territorio nacional. Para tratar de solucionar esta problemática es necesario que la planeación estratégica tome como punto de referencia la situación real del municipio, sus carencias y necesidades, para así dar soluciones efectivas a situaciones ya conocidas y ordenadas según las prioridades (UNICEF, 2015).

Por lo tanto, el municipio debe dar solución de las necesidades básicas insatisfechas, entre las que está el acceso al servicio de agua potable, que es fundamental para la vida humana. El abastecimiento adecuado de agua de calidad para el consumo humano es necesario para evitar casos de mortalidad por enfermedades como el cólera y la diarrea (WHO, 2013).

De acuerdo con los datos oficiales del DANE, la población proyectada para el año 2018 en el municipio de Lebrija fue de 41.122 habitantes, de los cuales 20.146 pertenecen al casco urbano y 20.976 son habitantes de zonas rurales (DANE, 2005). Actualmente empresas de servicios públicos de Lebrija, Empulebrija E.S.P, abastecen de agua potabilizada a 4.429 conexiones, lo que equivale aproximadamente a 22.145 beneficiarios, es decir, solo el 53% de los habitantes del municipio de Lebrija tienen acceso al servicio (Defensoria del pueblo, 2016).

Según las cifras expuestas anteriormente, 18.977 habitantes del municipio no tienen acceso al agua potable otorgada por el estado. El 90 % de los habitantes afectados, aproximadamente 4.217 viviendas pertenecen a la zona rural de Lebrija. Algunas de veredas del sector rural sin acceso a este servicio son: Angelinos, La Renta, Lisboa y Portugal (Barrero, 2010).

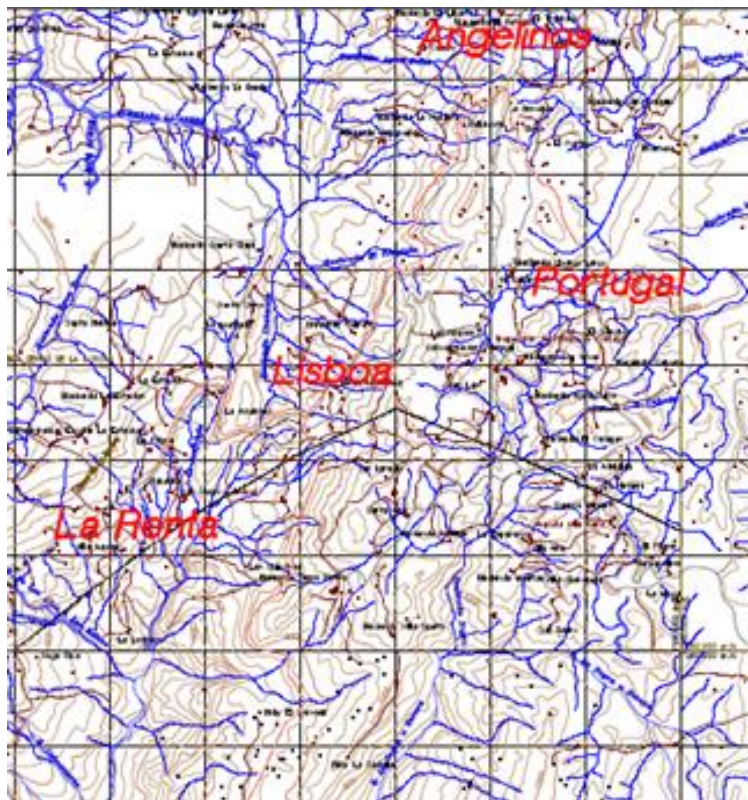
En la Imagen 2 se muestra la ubicación de las veredas del municipio de Lebrija que conforman el área de influencia del proyecto (Google Earth, 2018) y en la Imagen 2 se observa el levantamiento topográfico, los principales ríos y la vía de acceso del área de influencia del proyecto (Concesión Ruta del Cacao, 2017).

Imagen 1. Área de influencia del proyecto.



Fuente: Google Earth, 2018.

Imagen 2. Topografía del proyecto.



Fuente: Concesión Ruta del Cacao, 2017.

2.2. JUSTIFICACIÓN

Actualmente, el sector rural de las veredas: Angelinos, La Renta, Lisboa y Portugal, es afectado por la ausencia de captación, tratamiento, almacenamiento y sistema de distribución de agua potable otorgado por el estado a cada vivienda. Por ello, se genera una problemática social debido al déficit de agua, en donde se muestra la ausencia de las obligaciones estatales y el incumplimiento del derecho al agua. Adicional a esto, se presenta el aumento de la densidad poblacional en los últimos años, el suelo en expansión urbana y el desarrollo de la actividad económica en la zona.

Algunas veredas del municipio de Floridablanca, Santander han presentado una problemática social similar a la que presenta el caso de estudio. Por ejemplo, se ha planteado en un trabajo de grado como única solución un acueducto por gravedad como sistema de abastecimiento para la población afectada, mediante captación superficial (Parra, 2006). Sin embargo, un artículo científico sugiere como alternativa un sistema de captación de aguas lluvias como solución a época de racionamiento que afecta a las zonas rurales (Bailey, 2017). Por lo tanto, es necesario conocer información sobre el municipio, los reportes hidrológicos, pluviales y los recursos hídricos presentes dentro del área de influencia del proyecto, para seleccionar dentro de las alternativas cuál se ajusta mejor a las necesidades de la población.

Para tratar de resolver la problemática que presenta el caso de estudio, es necesario formular una solución de sistema de abastecimiento de agua potable que se adapte a las condiciones que presenta la ubicación y la naturaleza de la fuente de abastecimiento dentro del municipio. Es importante seleccionar una fuente adecuada o una combinación de fuentes para abastecer de agua a la población actual y a sus proyecciones por el DANE.

2.3. OBJETIVOS

2.3.1. Objetivo general

Formular soluciones de abastecimiento para el suministro de agua potable a veredas en condiciones vulnerables de manera que ofrezca una solución viable y sostenible, identificando las necesidades de la población y el área en el que se encuentra (caso de estudio).

2.3.2. Objetivos específicos

- Identificar las condiciones climáticas e hidrológicas mediante visitas de campo y recopilación de información disponible del IDEAM, ISAGEN y de la comunidad.
- Diagnosticar la infraestructura de abastecimiento de agua actual para identificar las fortalezas y debilidades del sistema existente a través de una estrategia de análisis de las características físicas y operativas.
- Proponer una alternativa de diseño de sistema de abastecimiento de agua potable que se adapte a las condiciones locales particulares y permita la viabilidad económica y técnica para la comunidad.

2.4. ALCANCE

Este proyecto aplica para la formulación de soluciones de abastecimiento de agua potable en el área rural del municipio de Lebrija, Santander. Por lo tanto, para dar solución a la problemática planteada se realizará la recolección de datos e información necesaria para la evaluación técnica del desempeño de la zona donde se desarrollará el proyecto. Con base al análisis de resultados, se diseñará la alternativa de sistema de abastecimiento que mejor se adapte a las condiciones locales y sea autosostenible para la comunidad.

El diseño de la alternativa de sistema de abastecimiento propuesto para las veredas del caso estudio: Angelinos, La Renta, Lisboa y Portugal, será con fines educativos, pero abierto a la posibilidad de ejecución por parte de la comunidad, municipio o un tercero.

Para el sistema de abastecimiento de agua potable seleccionado, se plantearán algunas recomendaciones sobre los cuidados y el adecuado mantenimiento del sistema.

3. MARCO TEÓRICO

3.1. HIDROLOGÍA

La hidrología es una rama de las ciencias de la Tierra que estudia el agua, incluyendo su presencia, distribución y circulación a través del ciclo hidrológico (ciclo del agua) y las interacciones con los seres vivos. También trata de las propiedades químicas, físicas y mecánicas del agua en todas sus fases: océanos, atmósfera y superficie terrestre. En la Imagen 3 se observan las etapas o cambios de estado que hacen parte del movimiento continuo y cíclico del agua en el planeta tierra: las precipitaciones, la escorrentía, la infiltración, la humedad del suelo, la evapotranspiración, la condensación y el equilibrio de las masas glaciares (Gestión integral del recurso hídrico, 2011).

Imagen 3. Ciclo hidrológico.



Fuente: Gestión integral del recurso hídrico, 2011.

En la actualidad, la hidrología ha cobrado un papel sustancial en la utilización de los recursos hídricos en el desarrollo de obras de ingeniería vinculadas al suministro de agua. Por lo tanto, para el diseño de estas obras hidráulicas es necesario el uso de modelos matemáticos que se encargan de representar el comportamiento de la cuenca.

Además, es fundamental conocer el comportamiento hidrológico que presenta una fuente de abastecimiento superficial dentro de la zona donde se ejecutará el proyecto, ya que ayudará a prevenir graves consecuencias luego de una extensa temporada de lluvias, es decir, conocer el comportamiento del agua permite identificar las áreas cercanas a fuente y así preparar contingencias. Sin duda, las inundaciones son eventos climáticos que pueden prevenirse a partir del estudio de esta disciplina (Sánchez, 2012).

3.2. FUENTES DE ABASTECIMIENTO

Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. De acuerdo con la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como a la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas: los de gravedad y los de bombeo.

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, es importante seleccionar una fuente adecuada o una combinación de fuentes para abastecer de agua en cantidad suficiente a la población. De acuerdo con la forma de abastecimiento se consideran tres tipos principales de fuente: aguas atmosféricas, aguas superficiales y aguas subterráneas.

3.3. TIPOS DE FUENTES DE AGUA

3.3.1. Aguas lluvias

La captación de agua de lluvia se emplea en aquellos casos en los que no es posible obtener aguas superficiales y subterráneas de buena calidad y cuando el régimen de lluvias sea considerable, es decir, se emplea en zonas donde se presentan altas precipitaciones. Para ello se utilizan los techos de las casas o algunas superficies impermeables para captar el agua y conducirla a sistemas cuya capacidad depende del gasto requerido y del régimen pluviométrico.

3.3.2. Aguas superficiales

Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc. que discurren naturalmente en la superficie terrestre. Sin embargo, a veces no existe otra fuente alternativa en la comunidad, siendo necesario para su utilización, contar con información detallada y completa que permita visualizar su estado sanitario, caudales disponibles y calidad de agua.

3.3.3. Aguas subterráneas

Parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas. La explotación de estas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica del acuífero. La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares).

Toda el agua que se encuentra en forma natural por debajo de la superficie terrestre se llama agua subsuperficial, independientemente de que esté en la zona saturada o en la no saturada. El agua en la zona saturada, es decir, la que se encuentra debajo del nivel freático, se le llama agua subterránea.

Se denomina Acuífero a las capas de roca lo suficientemente porosa para almacenar agua, y con la permeabilidad necesaria para permitir que el agua fluya a través de ellas en cantidades económicas y de calidad deseable (Price, 2003).

3.4. SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE

En la mayoría de las poblaciones rurales de nuestro país, existen dos tipos de fuentes de agua: superficial y subterránea (manantial). La primera fuente de abastecimiento está representada por el agua de escorrentía (quebradas, ríos, riachuelos, lagos, entre otros) que generalmente conduce agua contaminada con la presencia de sedimentos y residuos orgánicos; siendo necesario plantear para su captación un sistema de tratamiento, que implica la construcción de obras civiles como bocatomas, desarenadores, cámaras de filtros e instalación de sistemas de cloración. Plantear dicha alternativa presenta un costo elevado y en la mayoría de los centros poblados rurales del país esta propuesta no tiene resultados satisfactorios debido principalmente al mantenimiento que requiere el sistema. La segunda alternativa de fuente de abastecimiento está representada por manantiales donde emerge del subsuelo agua de buena calidad, y es el tipo de fuente considerada en los sistemas de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento.

4. MARCO LEGAL

4.1. CONSTITUCIÓN POLÍTICA DE COLOMBIA DE 1991

Los artículos son tomados de la constitución vigente en Colombia (República de Colombia, 1991).

Artículo 77: La ley regulará el control de calidad de bienes y servicios ofrecidos y prestados a la comunidad...

Artículo 78: Todas las personas tienen derecho al acceso al servicio de agua potable y saneamiento básico...

Artículo 79: Todas las personas tienen derecho de gozar de un ambiente sano...

Artículo 80: El estado planificará el manejo y aprovechamiento de los recursos naturales, para garantizar su desarrollo sostenible, su conservación, restauración o sustitución. Además, deberá prevenir y controlar los factores de deterioro ambiental, imponer las sanciones legales.

Artículo 311: Al municipio como entidad fundamental de la división político-administrativa de estado le corresponde prestar los servicios públicos que determine la ley, construir las obras que demande el progreso local, ordenar el desarrollo de su territorio.

Artículo 365: Los servicios públicos son inherentes a la finalidad social del estado. Es deber del estado asegurar su prestación eficiente a todos los habitantes del territorio nacional.

Artículo 367: La ley fijará las competencias y responsabilidades relativas a la prestación de los servicios públicos domiciliarios, su cobertura, calidad y financiación.

4.2. RESOLUCIÓN 0330 DEL 2017

La resolución 0330 del 2017 expedida por el ministerio de vivienda, ciudad y territorio “ Por la cual se adopta el reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico – RAS y se derogan las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005 y 2023 de 2009” (RAS, 2017).

La resolución reglamenta los requisitos técnicos que se deben cumplir en las etapas de diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura relacionada con los servicios públicos de acueducto, alcantarillado y aseo.

5. METODOLOGÍA DE TRABAJO

A continuación, se mencionan cada una de las fases que componen la metodología de trabajo empleada en el desarrollo de este proyecto, el cual comprende, desde la recopilación y análisis de la información obtenida, hasta la selección y diseño de alternativas de abastecimiento de agua potable más viable para la zona del caso de estudio.

Imagen 4. Metodología de trabajo.



Fuente: Autores.

En la primera fase se describirán las generalidades del municipio de Lebrija, Santander, por medio de la reseña histórica, localización, extensión, límites y división política. Además, se relacionará el comportamiento demográfico mediante los datos proporcionados por el DANE y los habitantes inscritos al Sisbén. Se detallará el aspecto socio-económico, climatológico, reportes hidrológicos, pluviales, recursos hídricos y el servicio de agua potable en zona rural.

Para la segunda fase se realizará la inspección, evaluación y diagnóstico del funcionamiento de la infraestructura del sistema de acueducto existente en cada vereda, mediante visitas de campo y registro fotográfico a las estructuras existentes.

La tercera fase consiste en la realización del estudio de la demanda, en donde se tabularán los datos del último censo poblacional para poder estimar la población futura que se beneficiará del proyecto mediante la definición del nivel de complejidad, la selección del método de proyección de la población y el periodo de diseño. Una vez obtenida la población de diseño, se calcularán los caudales máximo diario y máximo necesarios para el diseño de las estructuras hidráulicas.

En la cuarta fase se plantearán las alternativas de abastecimiento de agua potable más aptas a las condiciones locales de las veredas. Se seleccionará la alternativa de abastecimiento que brinden una solución a la problemática y sean viables y

sostenibles para la comunidad. Para finalizar, la quinta fase presentará el diseño de la infraestructura hidráulica de la alternativa de abastecimiento seleccionada.

6. FASE 1: DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE INFLUENCIA

En esta fase se realiza la recolección de información sobre el municipio, es decir, una descripción del área de influencia donde se desarrolla el proyecto. Es importante conocer la ubicación, localización, características demográficas, socio-económicas e hidrológicas de la zona.

6.1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO

6.1.1. Identificación del municipio

El territorio colombiano está conformado por 32 departamentos, cada uno de ellos se encuentra dividido en pequeñas agrupaciones de territorio denominadas: municipios, los cuales hacen parte fundamental de la división territorial y administrativa del país. Actualmente Colombia posee 1.222 municipios, dentro del cual se encuentra el municipio de Lebrija, en el departamento de Santander (MINTIC, 2018), identificado con Nit y código de registro DANE mostrados en la Tabla 1.

Tabla 1. Identificación del municipio.

| Identificación del municipio | |
|------------------------------|-------------|
| Departamento: | Santander |
| Nombre del municipio: | Lebrija |
| NIT: | 890206110-7 |
| Código del DANE: | 68406 |

Fuente: Autores.

6.1.2. Reseña histórica del municipio

La reseña histórica comprende una breve descripción informativa sobre la razón del nombre del municipio. Fue bautizado con el nombre de Lebrija, como homenaje a la memoria del ilustre personaje español Antonio Martínez de Cala.

En el siglo XV, era común que las grandes personalidades del continente europeo, especialmente españoles, se colocaran como apellido el nombre de su pueblo natal, por amor e identificación a la patria chica. Por esto, Antonio Martínez de Cala fue recordado como “Elio Antonio de Lebrija”, nombre que se colocó en honor a cosas que admiraba: a el sol, Italia y Lebrija España, su pueblo natal.

Llegó en la época del descubrimiento de América y se instaló en el territorio hasta la reconquista, en los años que vivió en el llano de los Ángeles se enamoró de la amabilidad de sus habitantes y decidió enseñarles sus raíces, desde su cultura hasta su idioma natal. Por esta razón, se eligió para este municipio el nombre de

Lebrija por los grandes aportes que realizo Antonio Martínez de Cala (Alcaldía de Lebrija, 2015)

Imagen 5. Panorama del municipio de Lebrija.



Fuente: Alcaldía de Lebrija, 2015.

6.1.3. Localización y extensión

El municipio de Lebrija está localizado a 7°06'47" latitud norte y a 73°13'08" longitud oeste, su altura media a nivel del mar es de 1.055 metros (Google Maps, 2018) y según la división política del instituto geográfico Agustín Codazzi (IGAC, 2016) su territorio cuenta con un área aproximada de 549.85 kilómetros cuadrados de los cuales 547.36 kilómetros cuadrados componen el sector rural y 2.49 kilómetros cuadrados componen el sector urbano.

Tabla 2. Localización y extensión del municipio.

| Municipio de Lebrija | | | | | | |
|--|--|---|-------------------------------------|--|--------------------------------|--------------------------------------|
| Extensión total <i>Km²</i> | Extensión área urbana <i>Km²</i> | Extensión área rural <i>Km²</i> | Altitud media <i>m. s. n. m.</i> | Localización | Temperatura media <i>°C</i> | Distancia a Bucaramanga <i>Km</i> |
| 549.85 | 2.49 | 547.36 | 1.055 | Latitud: 7°06'47" Longitud: 73°13'08" | 23 | 17 |

Fuente: Autores.

Imagen 6. Localización del municipio de Lebrija.



Fuente: Alcaldía de Lebrija, 2016.

6.1.4. Límites del municipio

Lebrija pertenece a la provincia de Soto en el departamento de Santander y su principal vía de acceso es la que comunica la ciudad de Bucaramanga con la troncal del Magdalena medio, Barrancabermeja (Municipio de Lebrija, 2016).

Los límites del municipio son los siguientes:

- Por el norte: Municipio de Rionegro.
- Por el sur: Municipio de Girón.
- Por el oriente: Municipio de Girón.
- Por el occidente: Municipio de Sabana de Torres.

El recorrido del perímetro de Lebrija comienza en el oriente, desde el punto denominado Las Becas, en la vía para el municipio de Río Negro, siguiendo hacia la cordillera o alto de Palonegro, pasando por el alto Rubén a dar a Girón, hasta el punto donde se encuentra el camino nacional que conduce a Puerto Martha, limitando en todo el trayecto con territorio del mismo municipio de Girón. Siguiendo por la misma vía hasta llegar al Salado y continuando por el camino que lleva al Cedro hasta el que llega a la quebrada llamada Río Sucio, lindando con Sabana de

Torres, de aquí en línea recta hasta la desembocadura con el río de Lebrija, llegando al punto de inicio, Las Becas.

Imagen 7. Provincia de Soto, departamento de Santander.



Fuente: Municipio de Lebrija, 2016.

6.1.5. División política de Lebrija

El territorio del municipio de Lebrija cuenta con una zona urbana y una rural. Conformado por 63 veredas comunales que a su vez forman las 16 veredas catastrales. Cuatro de las veredas catastrales son actualmente corregimientos: Conchal, Portugal, Uribe-Uribe y Vanegas. En la Tabla 3 se nombran las veredas catastrales y en la Tabla 4 se muestra el listado de cada una de las veredas comunales que conforman el municipio (Plan de desarrollo de Lebrija, 2015).

Tabla 3. Veredas catastrales del municipio de Lebrija.

| División política de Lebrija | | |
|------------------------------|---------------|--|
| Veredas catastrales | | Veredas comunales |
| 1. | El oso | El Oso |
| 2. | La aguada | La Aguada, El Salado, El Santero |
| 3. | El Aguirre | El Aguirre, Puyana, El Progreso, Llanadas, La Esmeralda, San Cayetano |
| 4. | La victoria | La Victoria, Sardinias, Filo de Cruces, Zaragoza |
| 5. | Cuzaman | Cuzaman, San Nicolás Alto, San Nicolás Bajo, San Pacho |
| 6. | Vega rica | La Renta , Cerro de la Aurora |
| 7. | La Girona | La Girona, Villa María, San Silvestre |
| 8. | Centro | Cantabria, Rayitos, Palonegro, Santa Rosa, Betania |
| 9. | Portugal | Portugal , San Lorenzo, Buenavista, El Pórtico, San Joaquín, Angelinos , La Cuchilla, San Benito, La Cabaña, Lisboa |
| 10. | La puente | La Puente, Manchadores, La Laguna, San Pablo |
| 11. | Santo domingo | Santo Domingo, Piedras Negras, San Gabriel, Mirabel |
| 12. | Río sucio | Río Sucio Alto, El cristal, Canoas, Río Sucio Bajo |
| 13. | Montevideo | Montevideo, Vanegas, Chuspas |
| 14. | Chinigua | Chinigua, La Cutiga, El Conchal, La Floresta |
| 15. | Centenario | Centenario, El Líbano, El Tesoro |
| 16. | La posta | Uribe-Uribe, La Estrella |

Fuente: Plan de desarrollo de Lebrija, 2015.

Tabla 4. Listado de veredas comunales.

| LISTA DE VEREDAS COMUNALES | | | | | |
|----------------------------|------------------|------------|--------------------|-----|--------------------|
| 1. | Chuspas | 22. | Zaragoza | 43. | La Aguada |
| 2. | La Estrella | 23. | Cerro de la Aurora | 44. | Mirabel |
| 3. | Monte Video | 24. | Lisboa | 45. | San Nicolas Bajo |
| 4. | Vanegas | 25. | Portugal | 46. | La Esmeralda |
| 5. | Uribe-Uribe | 26. | El Pórtico | 47. | El Progreso |
| 6. | Chinicua | 27. | San Joaquín | 48. | El Santero |
| 7. | La Carona | 28. | La Victoria | 49. | San Domingo |
| 8. | El Tesoro | 29. | La Renta | 50. | Betania |
| 9. | Centenario | 30. | La Cabaña | 51. | Cantabria |
| 10. | Conchal | 31. | La Cuchilla | 52. | Puyana |
| 11. | Villa María | 32. | San Lorenzo | 53. | Manchadores |
| 12. | San Silvestre | 33. | Buena Vista | 54. | Urbano |
| 13. | El Cristal | 34. | Sardinas | 55. | Rayitos |
| 14. | Canoas | 35. | El Oso | 56. | Santa Rosa |
| 15. | El Líbano | 36. | San Gabriel | 57. | Llanadas |
| 16. | La Cutiga | 37. | San Benito | 58. | La Laguna |
| 17. | Rio Sucio Alto | 38. | San Nicolas | 59. | Piedras Negras |
| 18. | Rio Sucio Bajo | 39. | Cuzaman | 60. | La Puente |
| 19. | Angelinos | 40. | San Pacho | 61. | San Pablo |
| 20. | La Floresta | 41. | Aguirre | 62. | Altos de Palonegro |
| 21. | Filo de Cruces | 42. | El Salado | 63. | Palonegro |

Fuente: Plan de desarrollo de Lebrija, 2015.

Dentro de la división política de este municipio se encuentran las cuatro veredas comunales que hacen parte del caso de estudio: Angelinos, La renta, Lisboa y Portugal. En la Imagen 8 se puede visualizar el área de influencia del proyecto, por medio de círculos rojos ubicados sobre cada una de las cuatro veredas.

Imagen 8. Mapa división política de Lebrija.



Fuente: Plan de desarrollo de Lebrija, 2015.

6.2. COMPORTAMIENTO DEMOGRÁFICO

El comportamiento demográfico, está ilustrado por la proyección de la población realizada por el DANE para el año 2016 y por la población del municipio inscrita al Sisbén en el mismo año.

6.2.1. DANE

En el año 2005 para el municipio de Lebrija, el censo arrojó los datos que se observan en la Tabla 5 (DANE, 2005).

Tabla 5. Resultados censo DANE año 2005.

| Distribución poblacional – DANE | | | |
|---------------------------------|---------|---------|--------|
| Sector | Hombres | Mujeres | Total |
| Cabecera | 6.952 | 7.141 | 14.093 |
| Rural | 9.234 | 7.653 | 16.891 |
| Total | 16.186 | 14.794 | 30.980 |

Fuente: DANE, 2005.

Se concluyó que el porcentaje de hombres fue mayor con respecto al de las mujeres, obteniendo un 52,25 % contra un 47,75 %. También se estableció una mayor proporción de habitantes en el sector rural que en el urbano, el sector rural con un 54,52 % contra un 45,48 % de la cabecera municipal.

La proyección de la población realizada por el DANE para el 2016 fue 39.398 habitantes de los cuales 20.287 son hombres y 19.111 mujeres, con una tasa porcentual de 51,49 % y 48,51 % respectivamente.

6.2.2. Sisbén

Los datos que se muestran en la Tabla 6, son los habitantes del municipio de Lebrija inscritos al sistema del Sisbén en el año 2016 (Sisbén, 2016).

Tabla 6. Habitantes inscritos al Sisbén en el año 2016.

| Distribución poblacional Sisbén | | | |
|---------------------------------|--------------------------|-------------------------|--------|
| Sexo | Habitantes sector urbano | Habitantes sector rural | Total |
| Hombre | 8.618 | 10.644 | 19.262 |
| Mujeres | 9.111 | 9.614 | 18.725 |
| Total | 17.729 | 20.258 | 37.987 |

Fuente: Sisbén, 2016.

La población inscrita al Sisbén dio como resultado que la participación porcentual de los hombres fue 50,71 % y las mujeres 49,29 % dentro de todo el municipio. Con el 53,33 % de inscritos pertenecientes a zona rural y el 46,67 % en zona urbana.

6.3. ASPECTO SOCIO-ECONÓMICO

La actividad económica en el municipio de Lebrija depende básicamente del sector agrícola y pecuario, donde provienen los ingresos del 80 % de la población (Alcaldía de Lebrija, 2015). Todos los datos sobre el aspecto socio-económico del municipio

fueron suministrados por la secretaria de desarrollo social y económico (Secretaria de desarrollo social y económico, 2016).

El municipio cuenta con actividades comerciales que se desarrollan en el sector urbano, mediante 432 establecimientos comerciales, que permiten generar el 1% de empleo y generar los ingresos de los lebrijenses.

También es fuente de empleo el sector industrial con un 82% del total de los empleos del municipio, dentro de las cuales se encuentra las panificadoras y confecciones. El sector de servicios prestados por empresas de capital mixto o particulares aporta 366 empleos que equivale al 5% de la totalidad de empleo de Lebrija. Además, el sector público genera 217 empleos que aproximadamente representa el 3% del total.

El otro 5% de empleos es generados por la actividad agrícola, principalmente de frutas, hortalizas, legumbres y verduras. Especialmente de piña, naranja, mandarina, limón Tahití, maracuyá, guanábana, aguacate, tomate, pepino, pimentón, habichuela, ahuyama, yuca, plátano, frijol y maíz. La Tabla 7 muestra los cultivos transitorios y la Tabla 8 muestra los cultivos permanentes al año de la región.

Tabla 7. Cultivos Transitorios del municipio.

| Cultivos transitorios | | |
|-----------------------|-------------------|-----------|
| Cultivo | Área <i>Ha</i> | |
| | Sembrado | Cosechado |
| Ahuyama | 60 | 48 |
| Habichuela | 25 | 25 |
| Maíz | 26 | 26 |
| Pepino | 30 | 25 |
| Pimentón | 30 | 25 |

Fuente: Secretaria de desarrollo social y económico, 2016.

Tabla 8. Cultivos permanentes del municipio.

| Cultivos permanentes | | |
|----------------------|-------------------|-----------|
| Cultivo | Área <i>Ha</i> | |
| | Sembrado | Cosechado |
| Aguacate | 50 | 50 |
| Cacao | 1.000 | 850 |
| Café | 82 | 66 |
| Guanábana | 165 | 118 |
| Guayaba | 106 | 80 |

| | | |
|-----------|-------|-------|
| Limón | 580 | 500 |
| Mandarina | 1.660 | 1.550 |
| Maracuyá | 123 | 123 |
| Naranja | 400 | 391 |
| Piña | 4.050 | 4.000 |
| Plátano | 78 | 53 |
| Yuca | 515 | 438 |

Fuente: Secretaria de desarrollo social y económico, 2016.

El restante del porcentaje de empleos depende la actividad pecuaria, el ganado porcino representa una participación porcentual del 70 % con un total de 35.046 animales. También, el ganado bovino está conformado por 35.000 animales y se logra una producción de leche de 28.500 litros/diarios en promedio. Además el municipio cuenta con avicultura de pollos, gallinas, codornices.

6.4. CLIMATOLOGÍA

El clima de Lebrija es cálido y templado. Es decir, La temperatura del municipio es característica de un clima tropical: con una temperatura promedio que predomina en 23 °C.

El mes de Agosto es denominado el mes más cálido del año, por esto, se presenta una temperatura máxima promedio de 26 °C. Por el contrario, el mes de Noviembre presenta la temperatura más baja o mínima del año con 18 °C.

El brillo solar promedio para el municipio es de 1.913 horas/año o 6,4 horas/día, teniendo un rango de intensidad solar que inicia a las 8:30 a.m. y finaliza 4 p.m.

6.5. REPORTES HIDROLÓGICOS Y PLUVIALES

A continuación se muestran los datos arrojados por las estaciones climatológicas: Aeropuerto Palonegro, La Laguna y Palmas, ubicadas dentro al área de influencia del proyecto (IDEAM, 2017).

Tabla 9. Identificación de la estación Aeropuerto Palonegro.

| | |
|-------------------|------------------------|
| Estación: | Aeropuerto Palonegro |
| Código: | 23195130 |
| Tipo de estación: | Pluviométrica |
| Coordenadas: | Latitud: 7° 7' N |
| | Longitud: 73° 11' W |
| Elevación: | 1.189 m.s.n.m. |
| Municipio: | Lebrija |
| Departamento: | Santander |

Fuente: IDEAM, 2017.

Tabla 10. Identificación de la estación La Laguna.

| | |
|-------------------|------------------------|
| Estación: | La Laguna |
| Código: | 23190260 |
| Tipo de estación: | Pluviométrica |
| Coordenadas: | Latitud: 7° 4' N |
| | Longitud: 73° 12' W |
| Elevación: | 1.050 m.s.n.m. |
| Municipio: | Lebrija |
| Departamento: | Santander |

Fuente: IDEAM, 2017.

Tabla 11. Identificación de la estación Palmas.

| | |
|-------------------|-----------------------|
| Estación: | Palmas |
| Código: | 23190380 |
| Tipo de estación: | Pluviométrica |
| Coordenadas: | Latitud: 7° 12' N |
| | Longitud: 7° 13' W |
| Elevación: | 855 m.s.n.m. |
| Municipio: | Lebrija |
| Departamento: | Santander |

Fuente: IDEAM, 2017.

6.5.1. Pluviosidad

Se presentan dos temporadas de altas precipitaciones en el municipio de Lebrija. La primera temporada de lluvias del año comienza en el mes de Febrero y culmina en Mayo y la segunda época de altas precipitaciones ocurre en los últimos 4 meses del año entre Septiembre y Diciembre. Se observa que el mes más seco es Julio y las mayores precipitaciones se registran en Diciembre.

6.5.2. Precipitación

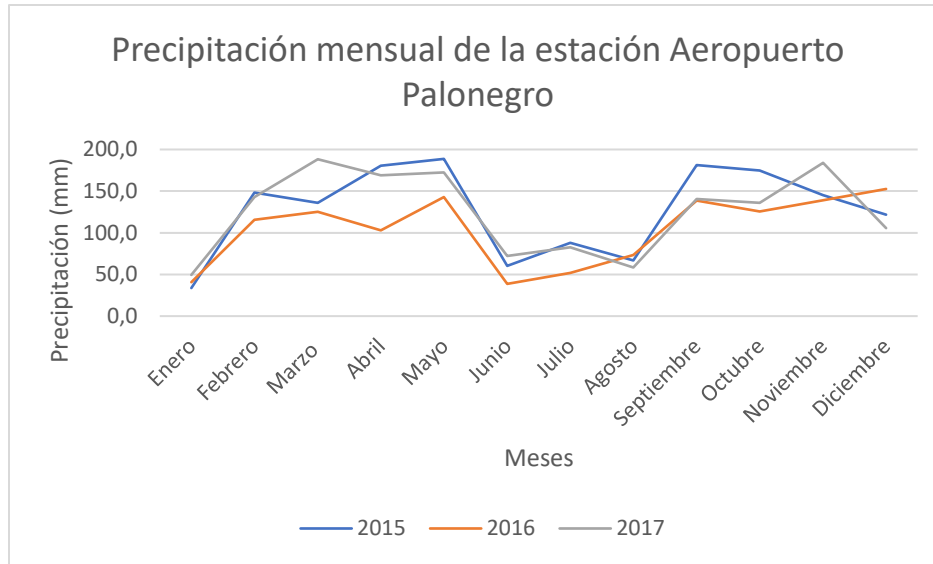
La estación Aeropuerto Palonegro registró como promedio de precipitación anual 1.424,7 mm entre el 2015 y el 2017. En la Tabla 12 se observan las precipitaciones mensuales de los últimos 3 años registrados por la estación.

Tabla 12. Precipitación mensual de la estación Aeropuerto Palonegro.

| Estación Aeropuerto Palonegro | | | | |
|--|------------|---------|---------|---------|
| Año | | 2015 | 2016 | 2017 |
| Precipitación mensual milímetros <i>mm</i> | Enero | 33,7 | 40,8 | 49,5 |
| | Febrero | 148,4 | 115,7 | 143,0 |
| | Marzo | 136,1 | 125,3 | 188,3 |
| | Abril | 180,4 | 103,0 | 168,8 |
| | Mayo | 188,7 | 142,8 | 172,4 |
| | Junio | 60,2 | 38,7 | 72,1 |
| | Julio | 88,0 | 52,0 | 82,6 |
| | Agosto | 66,7 | 73,3 | 58,5 |
| | Septiembre | 181,4 | 138,8 | 140,6 |
| | Octubre | 174,6 | 125,5 | 135,8 |
| | Noviembre | 145,3 | 139,1 | 183,9 |
| | Diciembre | 121,8 | 152,6 | 105,5 |
| Precipitación total anual <i>mm</i> | | 1.525,3 | 1.247,6 | 1.501,1 |

Fuente: IDEAM, 2017.

Gráfico 1. Precipitación mensual de la estación Aeropuerto Palonegro.



Fuente: Autores.

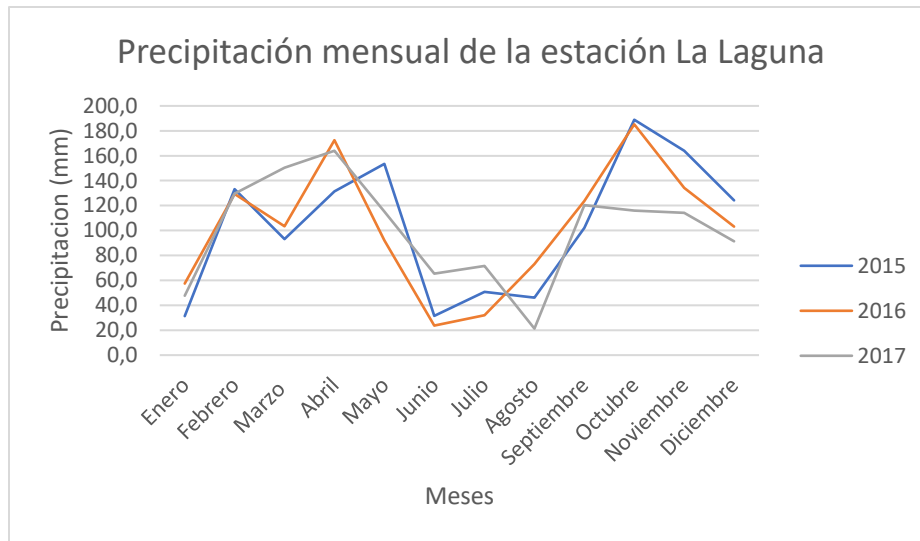
Por otro lado, La estación La Laguna registró como promedio de precipitación anual 1.229,3 mm entre el 2015 y 2017. En la Tabla 13 se muestran las precipitaciones mensuales de los últimos 3 años registrados por esta estación.

Tabla 13. Precipitación mensuales de la estación La Laguna.

| Estación La Laguna | | | | |
|--|------------|----------|----------|----------|
| Año | | 2015 | 2016 | 2017 |
| Precipitación mensual milímetros <i>mm</i> | Enero | 31,3 | 57,5 | 47,8 |
| | Febrero | 133,3 | 129,4 | 129,6 |
| | Marzo | 93,2 | 103,4 | 150,4 |
| | Abril | 131,4 | 172,5 | 164,0 |
| | Mayo | 153,6 | 92,2 | 115,3 |
| | Junio | 31,6 | 23,7 | 65,4 |
| | Julio | 50,8 | 32,0 | 71,5 |
| | Agosto | 46,2 | 73,0 | 21,3 |
| | Septiembre | 102,1 | 123,6 | 120,4 |
| | Octubre | 188,9 | 185,2 | 116,0 |
| | Noviembre | 164,1 | 134,3 | 114,2 |
| | Diciembre | 124,1 | 103,2 | 91,3 |
| Precipitación total anual <i>mm</i> | | 1.250,60 | 1.230,00 | 1.207,20 |

Fuente: IDEAM, 2017.

Gráfico 2. Precipitación mensual de la estación La Laguna.



Fuente: Autores.

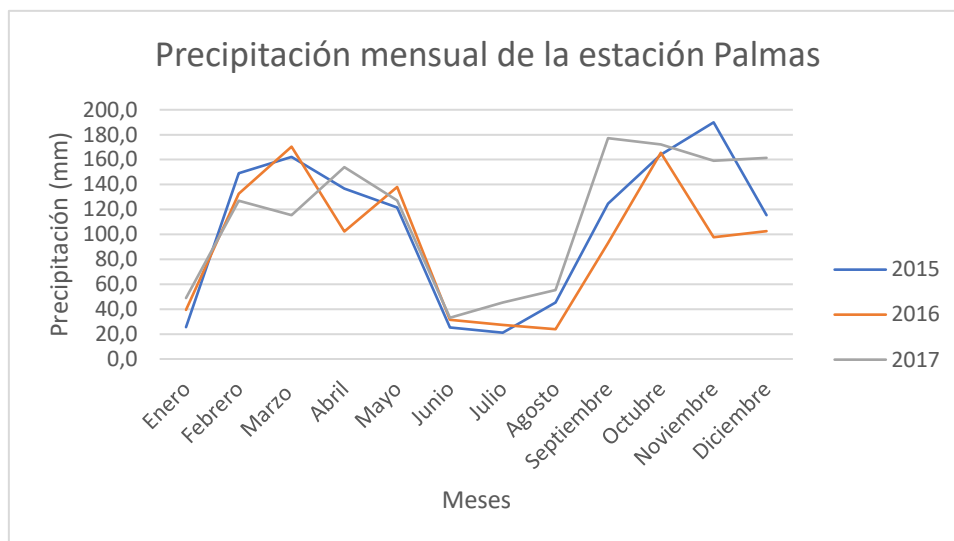
La última estación climatológica dentro del área de influencia del proyecto es la estación Palmas, la cual registró como promedio de precipitación anual 1.260,3 mm entre el 2015 y 2017. En la Tabla 14 se observan las precipitaciones mensuales de los últimos 3 años.

Tabla 14. Precipitación mensual de la estación Palmas.

| Estación Palmas | | | | |
|--|------------|----------|----------|----------|
| Año | | 2015 | 2016 | 2017 |
| Precipitación mensual milímetros <i>mm</i> | Enero | 25,6 | 39,4 | 48,8 |
| | Febrero | 149,0 | 132,6 | 127,0 |
| | Marzo | 162,2 | 170,4 | 115,4 |
| | Abril | 136,7 | 102,4 | 154,0 |
| | Mayo | 121,6 | 138,1 | 127,2 |
| | Junio | 25,3 | 31,4 | 33,1 |
| | Julio | 21,1 | 27,3 | 45,2 |
| | Agosto | 45,2 | 23,9 | 55,3 |
| | Septiembre | 124,7 | 93,0 | 177,2 |
| | Octubre | 164,0 | 165,4 | 172,1 |
| | Noviembre | 189,9 | 97,8 | 159,0 |
| | Diciembre | 115,5 | 102,7 | 161,4 |
| Precipitación total anual <i>mm</i> | | 1.280,80 | 1.124,40 | 1.375,70 |

Fuente: IDEAM, 2017.

Gráfico 3. Precipitación mensual de la estación Palmas.



Fuente: Autores.

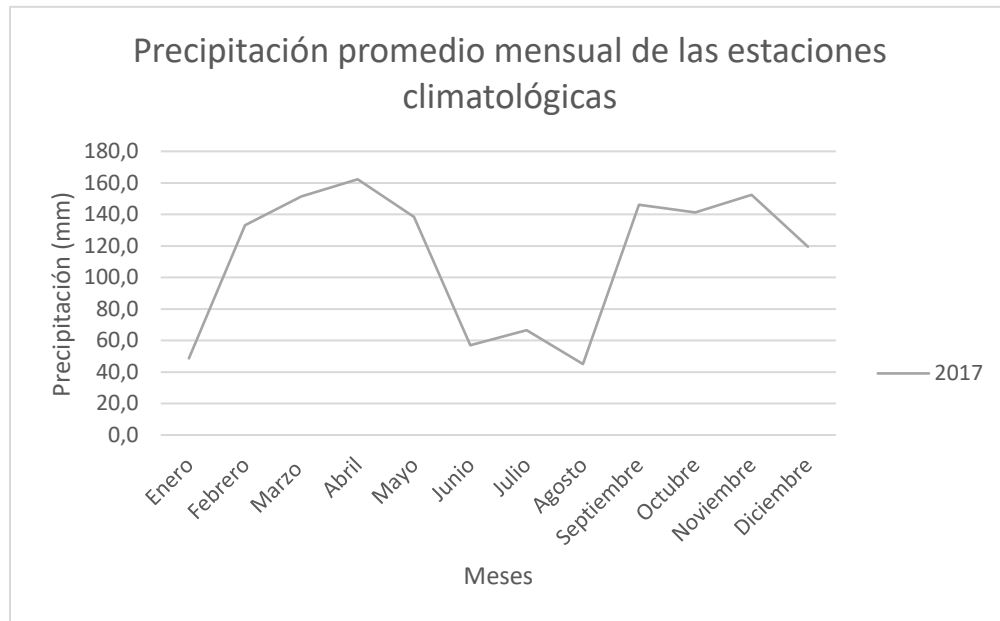
Finalmente, se registró una precipitación promedio anual de 1.361,3 mm entre las tres estaciones climatológicas pertenecientes al área de influencia del proyecto para el año 2017, último año con información disponible por el IDEAM. Así mismo se estableció que en el periodo de 365 días del año 2017, solo se presentó precipitaciones en 173 días.

Tabla 15. Precipitación promedio mensual de las estaciones climatológicas.

| Año | | 2017 |
|--|------------|---------|
| Precipitación mensual milímetros <i>mm</i> | Enero | 48,7 |
| | Febrero | 133,2 |
| | Marzo | 151,4 |
| | Abril | 162,3 |
| | Mayo | 138,3 |
| | Junio | 56,9 |
| | Julio | 66,4 |
| | Agosto | 45,0 |
| | Septiembre | 146,1 |
| | Octubre | 141,3 |
| | Noviembre | 152,4 |
| | Diciembre | 119,4 |
| Precipitación total anual <i>mm</i> | | 1.361,3 |

Fuente: IDEAM, 2017.

Gráfico 4. Precipitación promedio mensual de las estaciones climatológicas.



Fuente: Autores.

6.6. RECURSOS HÍDRICOS

El municipio de Lebrija cuenta con un recurso hídrico abundante, pero a su vez limitado en épocas de verano, ya que se presentan sequías en las quebradas y ríos que alimentan la cuenca Río Lebrija.

6.6.1. Cuenca Río Lebrija

La cuenca Río Lebrija se encuentra localizada en el sector noroccidente y centro norte del área de jurisdicción de la CDMB. Aproximadamente posee una extensión total de 372.759 hectáreas y representa el 76,64 % del total de la jurisdicción (CDMB, 2015).

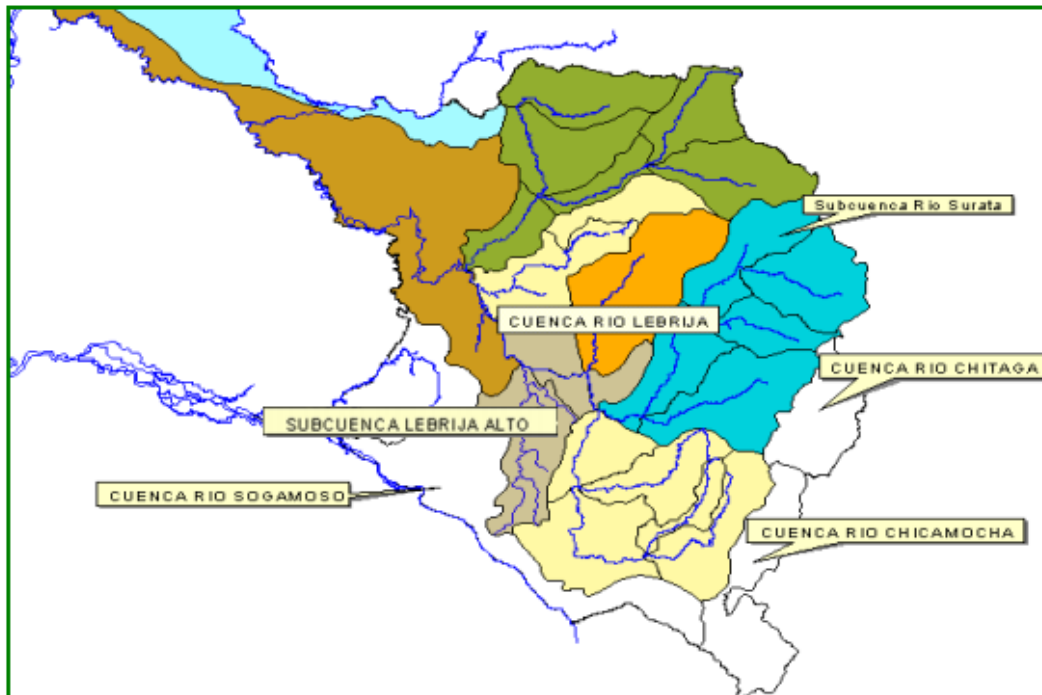
En la cuenca nacen algunas formaciones vegetales, tales como: el páramo, subpáramo, bosque alto andino, bosque sub andino, bosque inferior y vegetación xerofítica.

La cuenca Río Lebrija está conformada por 8 subcuencas:

- Cachira del espíritu santo
- Lebrija medio
- Cachira del sur
- Salamaga
- Río negro

- Suratá
- Río de oro
- Lebrija alto

Imagen 9. Cuenca Río Lebrija.



Fuente: CDMB, 2015.

De igual manera, las subcuencas están conformadas por 25 microcuencas. La subcuenca que hace parte del área de influencia del proyecto es Lebrija alto y ahí se derivan las microcuencas: La Angula, La cutiga, Chuspas y La Dorada.

En la Tabla 16 se mencionan algunas de las microcuencas del municipio con su respectiva área, perímetro y porcentaje de ocupación dentro de la subcuenca.

Tabla 16. Microcuencas del municipio de Lebrija.

| Subcuenca | Microcuenca | Área <i>Ha</i> | PERÍMETRO <i>K</i> | % |
|--------------|----------------------------|-------------------|-----------------------|------|
| Lebrija alto | La Angula | 17.238,6 | 67,1 | 31,6 |
| | Torcoroma - Piedra azul | 2.512,2 | 37,4 | 4,6 |
| | La Cutiga | 5.740,1 | 35,9 | 10,4 |
| | Montevideo - Vanegas | 2.882,0 | 27,5 | 5,3 |
| | Vega de Pato | 3.163,4 | 33,4 | 5,8 |
| | Chuspas | 1.260,0 | 26,8 | 2,3 |
| | Dorada | 2.326,3 | 47,9 | 4,3 |
| Subtotal | | 35.122,6 | | 64,1 |
| Sogamoso | La Negera | 2.350,2 | 29,5 | 4,3 |
| | La Negera | 2.195,7 | 24,7 | 4,0 |
| | Río Sucio | 15.316,5 | 69,9 | 27,6 |
| Subtotal | | 19.862,5 | | 35,9 |
| Total | | 54.985 | | 100 |

Fuente: Plan de desarrollo del municipio de Lebrija, 2015.

6.7. SECTOR AGUA POTABLE

El municipio de Lebrija presta los servicios de acueducto urbano, alcantarillado y aseo público, a través de la empresa de servicios públicos domiciliarios de Lebrija Santander, Empulebrija E.S.P.

La Tabla 17 muestra la cobertura que presentó Empulebrija E.S.P en el último reporte realizado en Diciembre del 2015 (Empulebrija E.S.P, 2015).

Tabla 17. Usuarios con servicio de acueducto, alcantarillado y aseo público.

| Uso | Estrato | Acueducto | Alcantarillado | Aseo público |
|-------------------|---------|-----------|----------------|--------------|
| Residencial | 1 | 417 | 416 | 418 |
| Residencial | 2 | 2.527 | 2.498 | 1.892 |
| Residencial | 3 | 1.452 | 1.418 | 1.439 |
| Residencial | 4 | 33 | 28 | 37 |
| Industrial | | 1 | 1 | 1 |
| Comercial | | 425 | 409 | 432 |
| Oficial | | 16 | 15 | 14 |
| Total de usuarios | | 4.871 | 4.785 | 4.233 |

Fuente: Empulebrija E.S.P, 2015.

El servicio de acueducto solo abastece a 4.429 usuarios en zona residencial, que aproximadamente son 22.145 habitantes del total de la población del municipio de Lebrija, es decir, 18.977 habitantes no cuentan con los servicios de acueducto por la empresa de Empulebrija E.S.P.

A pesar de que el sistema de acueducto ha ido mejorando en los últimos años, aún existen muchas falencias en cuanto a la cobertura tanto en el sector urbano como rural, en la calidad del agua, en la continuidad del servicio, entre otros.

La cobertura del sistema de agua potable en el municipio de Lebrija es cercana al 68 % en total, que corresponde al 97 % en el sector urbano y al 41 % en el rural (Empulebrija E.S.P, 2016). Situación crítica de la empresa en cuanto al sector rural, pues se encuentra debajo del promedio nacional.

6.7.1. Cobertura en zona rural

Algunos habitantes del sector rural cuentan con el servicio de acueducto prestado por Empulebrija E.S.P, otros deben tomar el agua principalmente de aljibes, nacientes y quebradas cercanas, para poder conducir este recurso a través de ductos o mangueras hasta sus viviendas.

Dentro de la zona rural, solo dos acueductos rurales ofrecen agua potable a sus habitantes ubicados en las veredas de Betania y Santo Domingo, lo que implica que solo 1.390 viviendas o 6.950 habitantes cuentan con agua tratada. Los demás acueductos terminan siendo ductos de agua sin potabilizar, 77 % de los residentes carecen de agua potable y es por esto, que hay una elevada incidencia a enfermedades diarreicas agudas y de la piel, que afecta a la población rural (Municipio de Lebrija, 2015).

Los habitantes del sector rural han tratado de solucionar esta problemática, por medio de la construcción de pequeños acueductos veredales, que terminan siendo

aducciones de agua para uso familiar o con destino a la producción agropecuaria. Actualmente dentro del municipio existen 39 acueductos veredales que cubren el servicio a 2.046 usuarios que equivale aproximadamente a 10.230 habitantes, de los 20.976 ciudadanos que viven en el sector rural, es decir, solo el 48 % de la población rural cuentan con abastecimiento de agua, como lo muestra la Tabla 18.

Tabla 18. Acueductos veredales del municipio.

| Número de acueductos | Nombre de la vereda | Usuarios | Habitantes |
|----------------------|---------------------|----------|------------|
| 1 | El Oso | 64 | 320 |
| 2 | La Aguada | 80 | 400 |
| 3 | El Salado | 50 | 250 |
| 4 | El Santero | 25 | 125 |
| 5 | El Aguirre | 90 | 450 |
| 6 | Puyana | 25 | 125 |
| 7 | El Progreso | 27 | 135 |
| 8 | Llanadas | 62 | 310 |
| 9 | La Victoria | 74 | 370 |
| 10 | Sardinas | 36 | 180 |
| 11 | Zaragoza | 40 | 200 |
| 12 | Cuzaman | 46 | 230 |
| 13 | San Nicolas | 62 | 310 |
| 14 | Angelinos | 37 | 185 |
| 15 | San Benito | 24 | 120 |
| 16 | Lisboa | 47 | 235 |
| 17 | La Cuchilla | 32 | 160 |
| 18 | La Renta | 85 | 425 |
| 19 | Cerro de la Aurora | 50 | 250 |
| 20 | Cantabria | 35 | 175 |
| 21 | Santa Rosa | 75 | 375 |
| 22 | Betania | 50 | 250 |
| 23 | Rayitos | 52 | 260 |
| 24 | Palonegro | 33 | 165 |
| 25 | San Pablo | 50 | 250 |
| 26 | La Laguna | 40 | 200 |
| 27 | La Puente | 32 | 160 |
| 28 | Santo Domingo | 137 | 685 |
| 29 | Mirabel | 37 | 185 |
| 30 | San Gabriel | 35 | 175 |
| 31 | Montevideo | 36 | 180 |
| 32 | Chuspas | 45 | 225 |
| 33 | Vanegas | 37 | 185 |
| 34 | Conchal | 81 | 405 |
| 35 | Cutiga | 64 | 320 |

| | | | |
|--------|-----------------|-------|--------|
| 36 | Centenario | 74 | 370 |
| 37 | El Líbano | 43 | 215 |
| 38 | Uribe-Uribe | 64 | 320 |
| 39 | Portugal | 70 | 350 |
| Total= | | 2.046 | 10.230 |

Fuente: Municipio de Lebrija, 2015.

7. FASE 2: DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO ACTUAL

En esta fase se realiza la inspección de los sistemas de abastecimientos existentes en cada vereda, evaluando las características físicas y operativas de cada uno de los componentes del sistema: bocatoma o estructura de captación, tratamiento, sistema de almacenamiento y redes de distribución, identificando las falencias o fallas en el funcionamiento de estos acueductos veredales. Obteniendo como resultado un diagnóstico del sistema de abastecimiento de cada vereda.

7.1. ACUEDUCTO VEREDA ANGELINOS

La vereda Angelinos cuenta con un sistema de abastecimiento creado y sostenido por la comunidad. No fue posible realizar la inspección al acueducto por seguridad, ya que el acceso es peligroso y no existe un camino demarcado. Por lo tanto, la información sobre el sistema de abastecimiento fue suministrada por la presidenta de junta de acción comunal, la señora Milena Rojas Sarmiento, quien amablemente explicó el funcionamiento del acueducto.

Este sistema de acueducto tiene como fuente de abastecimiento el nacimiento Hoyogrande, ubicado en la parte baja de la montaña, específicamente a 300 metros respecto a la vía nacional. El sistema de captación está compuesto por una presa, de la cual se bombea agua y se conduce hacia los tanques de almacenamiento de cada uno de los usuarios. Por esto, el acueducto trabaja por bombeo en un rango de tiempo moderado, aproximadamente 6 horas diarias, por lo altos costos de energía, lo que limita el servicio de acueducto a la población.

Actualmente el sistema cuenta con la presencia de 37 suscriptores o 143 habitantes pertenecientes a la vereda Angelinos, quienes pagan un alto costo mensual por el servicio de agua, que es proporcional al costo total de la energía y al registro de consumo tomado de cada medidor. Por esto, se deduce que es un sistema poco económico por el uso de la bomba, el control y el mantenimiento de la bocatoma para evitar obstrucciones y por el pago al servicio realizado por el fontanero.

7.2. ACUEDUCTO VEREDA LISBOA

El acueducto veredal de Lisboa, fue construido hace 24 años por los habitantes de la vereda y actualmente es administrado por la misma comunidad, quienes se encargan del mantenimiento y buen funcionamiento de cada uno de los componentes del acueducto. Este sistema de abastecimiento presta su servicio a 47 suscriptores que aproximadamente son 190 habitantes, todos pertenecientes a la vereda. El acueducto trabaja por gravedad desde la bocatoma hasta la red de distribución.

La visita realizada al sistema de abastecimiento fue guiada por el fontanero encargado, el señor Abel Esparza Méndez, quien dirigió y explicó el funcionamiento de todo el sistema. Este acueducto no cuenta con desarenador ni con planta de

tratamiento, es decir, el agua no es potabilizada, característico de los acueductos veredales de Lebrija.

7.2.1. Sistema de captación

El suministro de agua al tanque de almacenamiento se obtiene mediante una línea de aducción, que tiene como captación la quebrada La Azufrada con un caudal de 1,18 litros por segundo, ubicada en la parte alta de la vereda Lisboa.

El sistema de captación está compuesto por la bocatoma, una pequeña presa que tiene como tipo de captación una toma sumergida, que permite conducir el agua al tanque de almacenamiento por medio de una tubería de aducción plástica de 2 " de diámetro.

En la Imagen 11 se muestra la estructura de la presa antes de realizar el proceso de limpieza. Como se puede observar se logran sedimentar pequeñas partículas en el fondo del agua acumulada por la presa, que pueden afectar la calidad del agua o impedir la captación sumergida. Por esta razón, es necesario realizar un mantenimiento o limpieza adecuado, que se realizan dos veces al año, especialmente después de las dos épocas de grandes precipitaciones en la zona, en los meses de Enero y Junio. Su procedimiento es realizado por el fontanero encargado y se describe a continuación.

El proceso inicia con la eliminación del agua y partículas sedimentadas por el vertedero o tubería de excesos, luego se trata de colocar aguas arriba de la presa un obstáculo que permita retener el agua y ser conducida por una línea de aducción directa hacia el tanque de almacenamiento, esta tubería es temporal mientras se realiza la limpieza. Al finalizar el procedimiento de limpieza, se quita el obstáculo y la presa inicia habitual y correcto funcionamiento.

Por consiguiente, Toda captación superficial cuenta con una tubería de excesos, que en épocas de extensas lluvias permite regresar gran volumen de agua a la quebrada. Además, cuando se realiza la limpieza de la presa, las partículas sedimentadas y toda el agua acumulada se conduce por este vertedero.

Imagen 10. Quebrada La Azufrada.



Fuente: Autores.

Imagen 11. Bocatoma quebrada La Azufrada sin mantenimiento.



Fuente: Autores.

Imagen 12. Limpieza de la bocatoma.



Fuente: Autores.

Imagen 13. Tubería de excesos de la bocatoma.



Fuente: Autores.

Imagen 14. Bocatoma quebrada La Azufrada.



Fuente: Autores.

7.2.2. Tanque de almacenamiento

El sistema de almacenamiento está compuesto por un tanque rectangular, con dimensiones de 3 metros de ancho, 3 metros de largo y 2,3 metros de alto (con borde libre de 0,30 metros) y una capacidad de 18 metros cúbicos.

Actualmente el tanque se encuentra en buen estado, debido a la inversión realizada el año pasado en el frisado y recubrimiento del tanque, para evitar la caída de hojas o sustancias del ambiente.

El tanque cuenta con una tubería de excesos, para evitar el rebose. Estos excesos de agua son entregados a la quebrada La Azufrada por medio de una tubería de 3" de diámetro de material PVC.

Imagen 15. Tanque de almacenamiento.



Fuente: Autores.

Imagen 16. Tubería de excesos del tanque de almacenamiento.



Fuente: Autores.

7.2.3. Tanque distribuidor

Las dimensiones del tanque distribuidor son de 1,5 metros de ancho, 2 metros de largo por un 1 metros de alto y su tiempo de llenado es aproximadamente 40 minutos. Lo abastece el tanque de almacenamiento por medio de una tubería aérea, ya que la captación se encuentra en lo alto de la montaña.

Imagen 17. Tubería de abastecimiento aérea.



Fuente: Autores.

Imagen 18. Tanque de distribución.



Fuente: Autores.

7.2.4. Red de distribución

La red de distribución está definida y conformada por tubería plástica de 2" de diámetro. El acueducto cumple con entregar la tubería de la red primaria y cada suscriptor debe proporcionar la conexión de su acometida y el tanque de almacenamiento.

Los usuarios del sistema de abastecimiento no realizan ningún pago en proporción a consumo de agua, pues no cuentan con medidores, pero cada suscriptor debe dar una cuota fija mensual para pagar el servicio de fontanería.

Imagen 19. Tanque de almacenamiento de cada suscriptor.



Fuente: Autores.

7.3. ACUEDUCTO VEREDA LA RENTA

El acueducto veredal de la renta en el municipio de Lebrija fue construido por los habitantes de la zona y actualmente es administrado o sostenido por la misma comunidad beneficiaria; lleva en funcionamiento 40 años y cuenta con una totalidad de 85 suscriptores, que equivale aproximadamente a 430 habitantes. Por este servicio cada suscriptor debe cancelar un valor mínimo relacionado con el consumo que tuvo en el mes, con el fin de obtener recursos para el pago de fontanero y mantenimiento del sistema. El acueducto trabaja por gravedad desde la bocatoma hasta la red de distribución.

La inspección del acueducto se realizó con la compañía del señor Rodolfo Umaña Ayala fontanero encargado, quien dirigió la visita técnica y comentó todas las falencias que tiene el sistema. Una de ellas es que no se cuenta con una planta de

tratamiento de agua, el desarenador no está en funcionamiento y el sistema de alcantarillado desde el 2010 quedó fuera de funcionamiento por el derrumbe de los pozos de inspección y de toda la red de alcantarillado.

7.3.1. Sistema de captación

A pesar de que no fue posible acceder hasta lo alto de la montaña, dónde se encuentra situada la bocatoma en la quebrada Los Saltos. El sistema de captación está compuesto por una pequeña presa, una toma lateral, una rejilla y toda una línea de aducción hacia el tanque de almacenamiento. La toma de agua de la quebrada se realiza mediante una rejilla de fondo y es conducida por una tubería de 2" de diámetro hacia el tanque de almacenamiento.

En los últimos años, el agua se ha visto afectada por la contaminación aguas arriba de la captación, provocada por la población de los lotes de los cerros que depositan los desperdicios de la construcción y los desechos a la quebrada.

La tubería de aducción es de 2" de diámetro. Su material inicial era en PVC, pero por estar en zona de alto riesgo por el movimiento de tierra, su material fue reemplazado por manguera plástica.

7.3.2. Tanque de almacenamiento

El sistema de almacenamiento está compuesto por un tanque rectangular de concreto armado, con dimensiones de 12 metros de ancho, 18 metros de largo y 2,8 metros de alto (con borde libre de 0,30 metros). Es decir, tiene una capacidad de 540 metros cúbicos y un tiempo de llenado de 72 horas. Actualmente el tanque se encuentra en buen estado, por las mejoras realizadas en los últimos meses, las cuales consistieron en: reforzar el tanque con columnas y acero alrededor para evitar la fractura por grandes luces, aplicar friso a todo el fondo del tanque, por problemas como la filtración e instalar un techo en estructura metálica para protegerlo de la intemperie.

El tanque cuenta con una tubería de excesos, para evitar que se rebose o desperdicio el agua cuando la altura de lámina sobre pase el límite. Su limpieza se realiza anualmente.

Imagen 20. Tanque de almacenamiento.



Fuente: Autores.

Imagen 21. Visualización de lámina de agua.



Fuente: Autores.

Imagen 22. Visualización de borde libre.



Fuente: Autores.

Imagen 23. Tubería de excesos del tanque de almacenamiento.



Fuente: Autores.

7.3.3. Desarenador

El acueducto cuenta con la estructura de un desarenador, es decir, con todos los elementos que ayudan a eliminar los sedimentos que trae el agua. Sin embargo, hace 20 años no cumple el funcionamiento adecuado. Actualmente se utiliza como otro tanque de almacenamiento. Sus dimensiones son 3 metros de ancho, 4,5 metros de largo, 2 metros de altura y tiempos de llenado de 100 minutos. Tiene como finalidad surtir los dos tanques repartidores: el ubicado en el lado izquierdo de la vía y el del lado derecho, por medio de cruce de tuberías.

Imagen 24. Estructura de desarenador.



Fuente: Autores.

Imagen 25. Elementos fuera de servicio del desarenador.



Fuente: Autores.

Imagen 26. Funcionamiento de un tanque de almacenamiento.



Fuente: Autores.

Imagen 27. Cruce de tuberías para surtir tanques distribuidores.



Fuente: Autores.

7.3.4. Tanque repartidor 1

Es el tanque del cual se toma el agua para realizar la distribución del caserío, el cual se encuentra ubicado en el lado izquierdo de la vía que comunica la Bucaramanga con Barrancabermeja.

Las dimensiones del tanque son de 3,8 metros de ancho, 4,2 metros de largo, 2 metros de alto y su tiempo de llenado es aproximadamente 150 minutos. Lo abastece el “desarenador” por medio de una tubería aérea que pasa por encima de la vía. Cuenta con dos salidas de 2” de diámetro para la red distribución, una salida para los habitantes del lado izquierdo del tanque y otra para los del lado derecho.

El tanque se encuentra en riesgo de fracturarse al tener grandes fisuras que provocan filtración y estar inclinado por el movimiento de tierra propia de la región.

Imagen 28. Tubería de abastecimiento aérea.



Fuente: Autores.

Imagen 29. Tanque repartidor 1.



Fuente: Autores.

Imagen 30. Fisuras en la placa y fondo del tanque.



Fuente: Autores.

Imagen 31. Salida a caserío del lado izquierdo de la vía, red matriz.



Fuente: Autores.

7.3.5. Tanque repartidor 2 antiguo

La red de distribución de los usuarios del lado derecho de la vía es abastecida por el tanque repartidor 2, que inicialmente tenía como dimensiones 2,4 metros de ancho, 3,5 metros de largo y 2 metros de largo. A pesar de que la infraestructura se encontraba en funcionamiento y en buen estado, en el año 2010, luego de un fuerte movimiento de tierra toda la tubería de PVC y el tanque quedaron sepultados, provocando la ruptura de la tubería, la fractura total del tanque y la pérdida de toda el agua que se encontraba almacenada, por tal motivo, actualmente el tanque se encuentra vacío, con la mitad de la estructura enterrada o asentada. Este sistema fue reemplazado por unos tanques prefabricados, ahorrando tiempo para evitar largas interrupciones del servicio.

En la Imagen 32 se observa el tanque antes del movimiento de tierra, esta fotografía fue suministrada por el fontanero del acueducto veredal de la Renta (Umaña, 2009). Imagen 32. Tanque repartidor 2.

Imagen 32. Tanque repartidor 2.



Fuente: Umaña, 2009.

Imagen 33. Tanque repartidor 2, luego del movimiento de tierra.



Fuente: Autores.

Imagen 34. Parte interna del tanque repartidor 2.



Fuente: Autores.

7.3.6. Tanque repartidor 2 actual

El sistema se reemplazó por dos tanques cilíndricos plásticos de 6.000 litros. Ubicados a unos metros arriba del tanque que quedó fuera de servicio, sobre una placa de concreto reforzado tratando de evitar la falla geológica que se encuentra en la zona.

Estos tanques son abastecidos por el “desarenador” por una tubería de 2 ” de diámetro y tiene un tiempo de llenado de 120 minutos. El volumen almacenado por los tanques actuales es menor que el volumen proporcionado por el tanque que funcionaba anteriormente.

Imagen 35. Tanques repartidores 2 actuales.



Fuente: Autores.

Imagen 36. Salida a caserío del lado derecho de la vía, red matriz.



Fuente: Autores.

7.3.7. Red de distribución

La red de distribución tiene una longitud de aproximadamente 35.000 metros y está construida principalmente de PVC, en algunos tramos del lado derecho de la vía, el material de la red es de manguera, las tuberías existentes varían de diámetros entre 1" y 2".

La red primaria o red matriz, está definida y conformada por tubería 2" de diámetro. Cada una de las acometidas que comunica la red primaria con los usuarios pertenecen al acueducto, al igual que los tanques de almacenamiento de 2.000 litros, que se usan en épocas de sequía o cuando el sistema está en reparación y el medidor del cual se toman registro el primer día de cada mes.

Todos los lugares de aprovechamiento de la comunidad como el salón comunal y la escuela primaria cuentan con un tanque de almacenamiento de 2.000 litros que sirve para el consumo de la comunidad en épocas de verano y no se realiza un pago por este servicio.

Imagen 37. Tramo de red matriz del caserío del lado derecho de la vía.



Fuente: Autores.

Imagen 38. Red primaria del caserío del lado izquierdo de la vía.



Fuente: Autores.

Imagen 39. Tanque de almacenamiento de cada suscriptor.



Fuente: Autores.

Imagen 40. Visualización del contador de cada suscriptor.



Fuente: Autores.

7.4. ACUEDUCTO VEREDA PORTUGAL

La vereda Portugal dentro de su zona rural y urbana hacen parte de la cabecera municipal de Lebrija y el servicio de acueducto es prestado por Empulebrija E.S.P. No se pudo realizar la inspección al sistema de abastecimiento, pero se logró hablar con el gerente general de la empresa, el ingeniero Luis Carlos Flórez Leal, quien informo sobre el funcionamiento, estado de la infraestructura y cobertura que presenta el servicio de acueducto actualmente.

La vereda Portugal es uno de los más favorecidos por la empresa en el servicio de abastecimiento de agua potable, con una cobertura en el sector urbano de 81 % y el rural del 68 % del total de la población de esta vereda (Empulebrija E.S.P, 2015).

Empulebrija cuenta con un sistema de acueducto que trabaja por gravedad y consiste en la captación de las fuentes de agua para potabilización y entrega a cada usuario. El proceso inicia en la captación por medio de bocatomas de las fuentes de abastecimiento de la represa Piedras Negras y la represa de El Águila, luego se transporta el agua cruda por el sistema de aducción hacia la planta de tratamiento que entrega el agua potable por medio de conducciones al sistema de distribución.

De la microcuenca La Angula, ubicada en la vereda Piedras Negras se toma el recurso hídrico de la represa Piedras Negras, esta fuente de abastecimiento tiene una capacidad de 240.000 metros cúbicos. Es una de las fuentes de abastecimiento de mayor importancia de la zona, pues no solo abastece el acueducto municipal si no también abastece cierta cantidad de acueductos familiares dedicadas a la producción agropecuaria.

Por otro lado, dentro de la microcuenca La Negra, se encuentra la represa El Águila, ubicada sobre la depresión de la montaña. Existe la posibilidad de ubicar una presa aguas arriba de la existente para permitir mayor retención de agua, según estudios tendría una capacidad de retención de 5 millones de metros cúbicos, que perfectamente brindaría recurso hídrico a la cabecera municipal y a varias veredas aledañas.

Dentro del informe diagnóstico del sistema de acueducto realizado por la empresa, se señaló como primordial la protección de los cauces o fuentes hídricas que abastecen el sistema existente, igualmente se enmarco la importancia de la búsqueda de nuevas fuentes de abastecimiento de agua, para lograr mantener el suministro presente y futuro de este servicio a la población, también resultó necesario realizar una mejora a infraestructura del sistema, ampliando la capacidad de las represas, ya que la construida actualmente es insuficiente a la hora de retener agua lluvia en cantidades suficientes para ofrecer el servicio en épocas de sequías. Todas estas medidas buscan soluciones para no poner en peligro la adecuada prestación del servicio.

Actualmente, el valor que debe cancelar cada suscriptor está compuesto por un cargo fijo \$3.424,60 y un valor variable de \$918,71 por cada metro cubico consumido al mes, estas cifras fueron asignadas por la empresa y sirven para el mantenimiento y funcionamiento del sistema de acueducto prestado por Empulebrija E.S.P.

8. FASE 3: ESTUDIO DE LA DEMANDA

En esta fase se realiza la estimación de la demanda hídrica necesaria para la población del caso estudio, tanto para el uso diario de los habitantes como para las actividades agropecuarias de la región.

8.1. DATOS DEL ÚLTIMO CENSO DEL MUNICIPIO

En el año 2005, el departamento administrativo nacional de estadística, DANE, realizó un censo en todo el territorio colombiano, para el municipio de Lebrija se determinó que la población total fue de 30.980 habitantes y la proyección poblacional para el 2018 (año actual) sería de 41.122 habitantes (DANE, 2005), como se observa en la Tabla 19.

Tabla 19. Censo 2005 y proyecciones.

| Año | Población de la cabecera municipal | Población del resto del municipio | Habitantes totales |
|------|------------------------------------|-----------------------------------|--------------------|
| 2005 | 13.898 | 17.082 | 30.980 |
| 2018 | 20.146 | 20.976 | 41.122 |

Fuente: DANE, 2005.

El municipio de Lebrija ocupa el puesto 68, con respecto al total de los 87 municipios que conforman el departamento de Santander y representa un 1,62 % del total de la población del departamento.

Tabla 20. Ubicación del municipio dentro del departamento.

| Nombre del departamento | Total de habitantes del departamento, censo 2005 | Nombre del municipio | Número dentro el departamento | Total de habitantes del municipio, censo 2005 | % población del municipio dentro del departamento |
|-------------------------|--|----------------------|-------------------------------|---|---|
| Santander | 1'913.444 | Lebrija | 68 | 30.980 | 1,62 |

Fuente: DANE, 2005.

8.2. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN

La estimación de la población total del proyecto es fundamental para realizar los diseños, por esto, es importante conocer los habitantes actuales para poder

proyectar y calcular la población de diseño. Dentro de población de diseño se encuentran las proyecciones de la población actual más la población flotante.

El área de influencia del proyecto está conformada por cuatro veredas del municipio de Lebrija, con una población actual de 2.634 habitantes, datos suministrado por un censo veredal realizado por los presidentes de la junta de acción comunal de cada vereda, como se muestra en la Tabla 21 (Presidentes junta de acción comunal , 2018).

Tabla 21. Población actual del proyecto.

| Nombre de la vereda | Número de habitantes |
|--------------------------|----------------------|
| La renta | 762 |
| Lisboa | 205 |
| Los angelinos | 252 |
| Portugal | 1.415 |
| Total población actual = | 2.634 |

Fuente: Presidentes junta de acción comunal, 2018.

8.3. DEFINICIÓN DEL NIVEL DE COMPLEJIDAD

Para el cálculo del nivel de complejidad del sistema es necesario conocer la población del municipio proyectada al periodo de diseño, es decir, la población de diseño. Por esto, se debe conocer la población actual de las cuatro veredas para poder seleccionar en qué nivel de complejidad del sistema estará la población de diseño del proyecto (RAS, 2000).

Tabla 22. Asignación del nivel de complejidad.

| Nivel de complejidad | Población (habitantes) | Capacidad económica de los usuarios |
|----------------------|------------------------|-------------------------------------|
| Bajo | < 2.500 | Baja |
| Medio | 2.501 a 12.500 | Baja |
| Medio alto | 12.501 a 60.000 | Media |
| Alto | > 60.000 | Alta |

Fuente: RAS 2000, título A.

Como la población actual del proyecto es 2.634 habitantes y población de diseño aún por determinar, no superaría los 12.500 habitantes, se puede deducir de la tabla anterior que el nivel de complejidad de este sistema es medio.

8.4. SELECCIÓN DEL MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE LA PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

El nivel de complejidad en que se encuentra el sistema es un factor que permite seleccionar el método más adecuado para el cálculo de la proyección de la población. Por esto, es necesario recurrir a la Tabla 23.

Tabla 23. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad del sistema para la proyección de la población.

| Métodos por emplear | Nivel de complejidad del sistema | | | |
|--|----------------------------------|-------|------------|------|
| | Bajo | Medio | Medio alto | Alto |
| Aritmético, geométrico y exponencial | x | x | | |
| Aritmético, geométrico, exponencial, otros | | | x | x |
| Por componentes (demográfico) | | | x | x |
| Detallar por zonas y detallar densidades | | | x | x |
| Método gráfico | x | x | | |

Fuente: RAS 2000, título B.

Según la tabla anterior, para un nivel de complejidad medio, los métodos más indicados para el cálculo de la proyección poblacional son: el método aritmético, geométrico o exponencial. En el desarrollo de este proyecto el método que se aplica es el geométrico.

8.5. SELECCIÓN DEL PERIODO DE DISEÑO

El RAS 2000 en complementación al título A y B, expone en el artículo 40 de la resolución 330 de 2017 que para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo, se adopta como periodo de diseño 25 años. Por lo tanto, el año de diseño del proyecto se calcula por medio de la Ecuación 1.

Ecuación 1. Asignación del año de diseño.

$$\text{Año de diseño} = A \text{ actual} + P \text{ de diseño}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Año de diseño : Año en el cual se quiere proyectar el sistema.

A actual : Año en el cual se desea diseñar el proyecto, Año 2018.

P de diseño : Periodo de diseño del proyecto, 25 años.

Para el proyecto el tiempo de retorno o año de diseño es:

$$\text{Año de diseño} = \text{Año 2018} + 25 \text{ años}$$

$$\text{Año de diseño} = \text{Año 2043}$$

8.6. POBLACIÓN DE DISEÑO

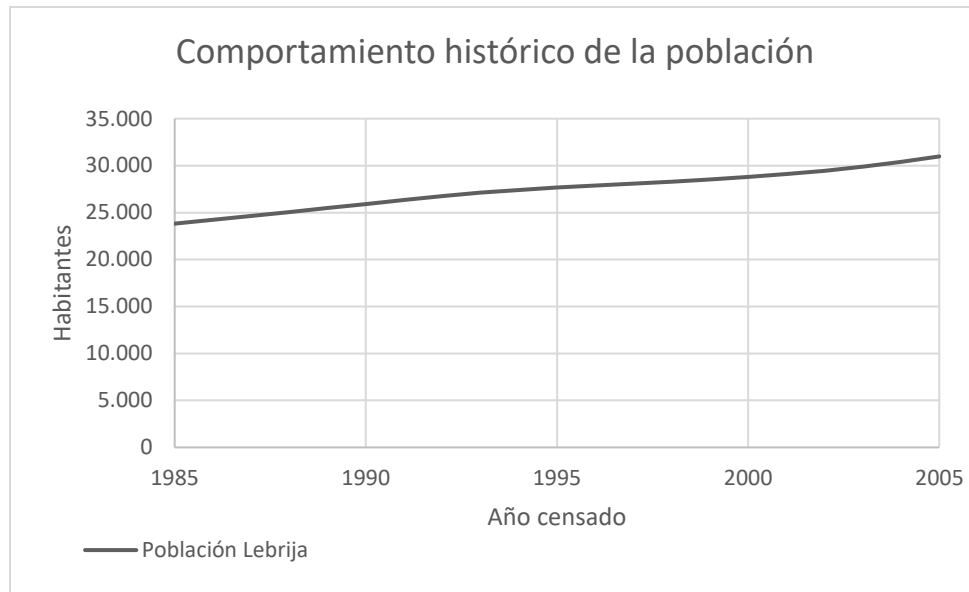
Para el cálculo de la población de diseño, es necesario realizar la recopilación de información demográfica de los últimos 3 censos y proyecciones realizadas por el DANE en el municipio de Lebrija (DANE, 2005), para poder realizar un análisis de crecimiento poblacional y una adecuada proyección de la población para el periodo de diseño. En la Tabla 24 se muestra los datos obtenidos por el DANE.

Tabla 24. Censos y proyecciones realizadas por el DANE.

| Estimación de población del municipio de Lebrija 1985-2005 | | |
|--|--------|--------|
| Año | 1985 | 23.825 |
| | 1986 | 24.221 |
| | 1987 | 24.637 |
| | 1988 | 25.064 |
| | 1989 | 25.491 |
| | 1990 | 25.906 |
| | 1991 | 26.347 |
| | 1992 | 26.754 |
| | 1993 | 27.114 |
| | 1994 | 27.418 |
| | 1995 | 27.673 |
| | 1996 | 27.885 |
| | 1997 | 28.084 |
| | 1998 | 28.285 |
| | 1999 | 28.511 |
| | 2000 | 28.783 |
| | 2001 | 29.097 |
| 2002 | 29.460 | |
| 2003 | 29.886 | |
| 2004 | 30.388 | |
| 2005 | 30.980 | |

Fuente: DANE, 2005.

Gráfico 5. Comportamiento histórico de la población del municipio de Lebrija.



Fuente: Autores.

El gráfico anterior, muestra un comportamiento homogéneo en el crecimiento de la población. Se observa un crecimiento significativo en el periodo comprendido entre las proyecciones de los años 2003 al 2005.

8.6.1. Obtención de la tasa de crecimiento

Se utiliza el método geométrico, el cual se emplea para ciudades, municipios o veredas que no han alcanzado su desarrollo y crecen manteniendo un porcentaje uniforme. La Ecuación 2 se emplea para el cálculo de la tasa de crecimiento.

Ecuación 2. Tasa de crecimiento anual por el método geométrico.

$$r = \frac{Puc}{Pci}^{\frac{1}{Tuc-Tci}} - 1$$

Fuente: RAS 2000, título B, ecuación B.2.3.

Donde:

r : Tasa de crecimiento anual, *decimal*.

Puc : Población correspondiente al último censo del DANE, *hab*.

Pci : Población correspondiente al censo inicial realizado por el DANE, *hab*.

Tuc : Año correspondiente al último censo por el DANE, Año.

Pci : Año del censo inicial realizado por el DANE, Año.

Para hallar la tasa de crecimiento anual del Municipio de Lebrija es necesario obtener información de los últimos 2 censos realizados por el DANE (DANE, 2005).

Tabla 25. Censos realizados por el DANE en municipio de Lebrija.

| Censos del municipio de Lebrija | |
|---------------------------------|------------|
| Año | Habitantes |
| 1993 | 27.114 |
| 2005 | 30.980 |

Fuente: DANE, 2005.

La tasa anual de crecimiento entre los años 1993 – 2005 es:

Datos:

Puc : 30.980 hab

Pci : 27.114 hab

Tuc : Año 2005

Pci : Año 1993

$$r = \frac{30.980}{27.114}^{\frac{1}{2005-1993}} - 1$$

$$r = 0,011$$

$$r = 1,1\%$$

8.6.2. Proyección de la población

Para realizar el cálculo de la población futura, se proyectan los habitantes de cada vereda para el periodo de diseño (Año 2043), utilizando el método geométrico. Los datos obtenidos deben ser ajustados con la población flotante para obtener la población de diseño.

Ecuación 3. Población futura por el método geométrico.

$$Pf = Puc * (1 + r)^{Tf - Tuc}$$

Fuente: RAS 2000, título B, ecuación B.2.2.

Donde:

P_f : Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección, *hab.*

T_f : Año al cual se quiere proyectar la información, *Año.*

r : Tasa de crecimiento anual, *decimal.*

P_{uc} : Población correspondiente al último censo del DANE, *hab.*

T_{uc} : Año correspondiente al último censo por el DANE, *Año.*

Se realiza la proyección de la población de cada vereda del área de influencia del proyecto por medio de la Ecuación 3.

1. Vereda Angelinos

Datos:

r : 0,011 o 1,1%

T_{uc} : Año 2018

T_f : Año 2043

P_{uc} : 302 *hab*

$$P_f = 302 * (1 + 0,011)^{2043-2018}$$

$$P_f = 397 \text{ hab}$$

2. Vereda La Renta

Datos:

r : 0,011 o 1,1%

T_{uc} : Año 2018

T_f : Año 2043

Puc : 762 hab

$$Pf = 762 * (1 + 0,011)^{2043-2018}$$

$$Pf = 1.002 \text{ hab}$$

3. Vereda Lisboa

Datos:

r : 0,011 o 1,1%

Tuc : Año 2018

Tf : Año 2043

Puc : 205 hab

$$Pf = 205 * (1 + 0,011)^{2043-2018}$$

$$Pf = 269 \text{ hab}$$

4. Vereda Portugal

Datos:

r : 0,011 o 1,1%

Tuc : Año 2018

Tf : Año 2043

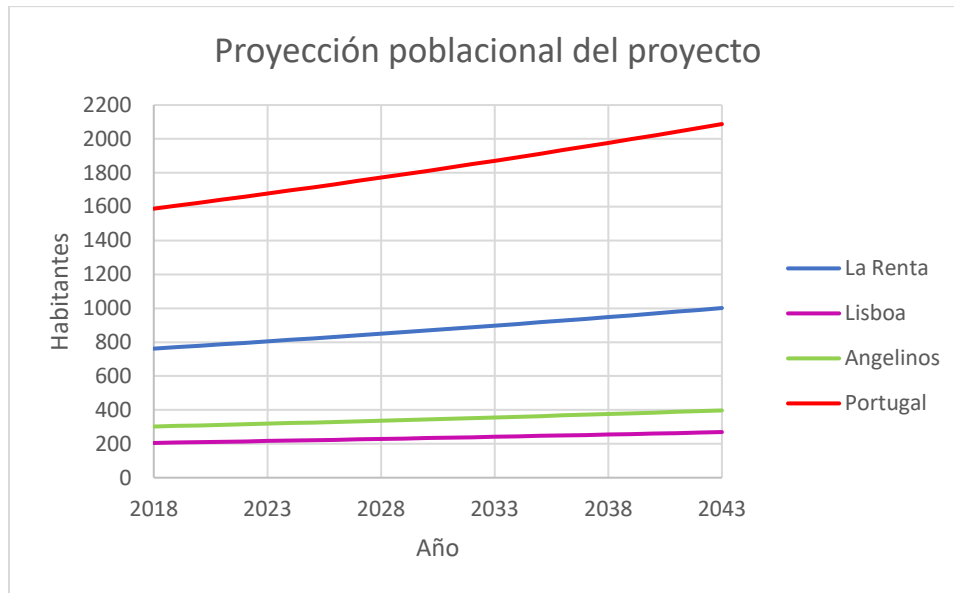
Puc : 1.588 hab

$$Pf = 1.588 * (1 + 0,011)^{2043-2018}$$

$$Pf = 2.088 \text{ hab}$$

En el Gráfico 6 se puede visualizar el crecimiento poblacional de cada vereda en el periodo de diseño y en la Tabla 26 se observa la proyección anual de la población total del proyecto. La población futura de todo el proyecto es 3.756 habitantes.

Gráfico 6. Proyección poblacional de las veredas del proyecto.



Fuente: Autores.

Tabla 26. Proyección anual de la población del proyecto.

| Año | Tasa de crecimiento % | Población La renta hab | Población Lisboa hab | Población Angelinos hab | Población Portugal hab | Población total hab |
|------|-----------------------|------------------------|----------------------|-------------------------|------------------------|---------------------|
| 2018 | 0 | 762 | 205 | 302 | 1.588 | 2.857 |
| 2019 | 1,1 | 770 | 207 | 305 | 1.605 | 2.888 |
| 2020 | 1,1 | 779 | 210 | 309 | 1.623 | 2.920 |
| 2021 | 1,1 | 787 | 212 | 312 | 1.641 | 2.952 |
| 2022 | 1,1 | 796 | 214 | 316 | 1.659 | 2.985 |
| 2023 | 1,1 | 805 | 217 | 319 | 1.677 | 3.018 |
| 2024 | 1,1 | 814 | 219 | 322 | 1.696 | 3.051 |
| 2025 | 1,1 | 823 | 221 | 326 | 1.714 | 3.084 |
| 2026 | 1,1 | 832 | 224 | 330 | 1.733 | 3.118 |
| 2027 | 1,1 | 841 | 226 | 333 | 1.752 | 3.153 |
| 2028 | 1,1 | 850 | 229 | 337 | 1.772 | 3.187 |
| 2029 | 1,1 | 859 | 231 | 341 | 1.791 | 3.222 |
| 2030 | 1,1 | 869 | 234 | 344 | 1.811 | 3.258 |
| 2031 | 1,1 | 878 | 236 | 348 | 1.831 | 3.294 |
| 2032 | 1,1 | 888 | 239 | 352 | 1.851 | 3.330 |
| 2033 | 1,1 | 898 | 242 | 356 | 1.871 | 3.366 |
| 2034 | 1,1 | 908 | 244 | 360 | 1.892 | 3.404 |

| | | | | | | |
|------|-----|-------|-----|-----|-------|-------|
| 2035 | 1,1 | 918 | 247 | 364 | 1.913 | 3.441 |
| 2036 | 1,1 | 928 | 250 | 368 | 1.934 | 3.479 |
| 2037 | 1,1 | 938 | 252 | 372 | 1.955 | 3.517 |
| 2038 | 1,1 | 948 | 255 | 376 | 1.976 | 3.556 |
| 2039 | 1,1 | 959 | 258 | 380 | 1.998 | 3.595 |
| 2040 | 1,1 | 969 | 261 | 384 | 2.020 | 3.634 |
| 2041 | 1,1 | 980 | 264 | 388 | 2.042 | 3.674 |
| 2042 | 1,1 | 991 | 267 | 393 | 2.065 | 3.715 |
| 2043 | 1,1 | 1.002 | 269 | 397 | 2.088 | 3.756 |

Fuente: Autores.

8.6.3. Población flotante

El cálculo de la población flotante depende de las actividades turísticas, laborales, industriales y comerciales que presenta el área del proyecto. Debido a su cercanía con la represa Hidrosogamoso, tener un clima bastante agradable, una de las festividades más concurridas de la región (ferias y fiestas de La Piña) y contar con la presencia de la empresa ISAGEN Energía Productiva S.A. Para este proyecto se estima un 10% de la población futura.

Ecuación 4. Población flotante.

$$P \text{ flotante} = Pf * \% \text{ de incremento}$$

Fuente: Autores.

Donde:

P flotante : Población flotante del proyecto, *hab.*

Pf : Población futura para el año 2043, 3.756 *hab.*

% de incremento : Porcentaje de incremento que representa la población flotante, 10% = 0,10.

La población flotante del proyecto es:

$$P \text{ flotante} = 3.756 * 10\%$$

$$P \text{ flotante} = 376 \text{ hab}$$

8.6.4. Población de diseño

El cálculo de la población de diseño se obtiene por la sumatoria de la población futura, que se calculó por el método geométrico y la población flotante. La Ecuación 5 permite obtener la población de diseño para el año 2043.

Ecuación 5. Población de diseño del proyecto.

$$P \text{ de diseño} = P_f + P \text{ flotante}$$

Fuente: Autores.

Donde:

P de diseño : Población de diseño para el año 2043, *hab*.

Pf : Población futura para el año 2043, 3.756 *hab*.

P flotante : Población flotante del proyecto, 376 *hab*.

La población de diseño del proyecto para el año 2043 es:

$$P \text{ de diseño} = 3.756 + 376$$

$$P \text{ de diseño} = 4.132 \text{ hab}$$

Tabla 27. Población de diseño para año 2043.

| Nombre de la vereda | Proyección de la población <i>Pf</i> <i>hab</i> | Población flotante <i>P flotante</i> <i>hab</i> | Población de diseño <i>P de diseño</i> <i>hab</i> |
|---------------------|---|---|---|
| La renta | 1.002 | 100,2 | 1.102 |
| Lisboa | 269 | 26,9 | 296 |
| Angelinos | 397 | 39,7 | 437 |
| Portugal | 2.088 | 208,8 | 2.297 |
| Población total | 3.756 | 376 | 4.132 |

Fuente: Autores.

8.7. USOS DEL AGUA

La población de las veredas que hacen parte del área de influencia del proyecto, durante muchos años han tenido dificultades en el abastecimiento de agua para suplir las necesidades básicas, como lo son el mantenimiento de las casas e higiene

personal. Debido a las características de la zona y el déficit de agua, los habitantes han tratado de solucionar este problema por medio de: obtención de agua de nacimientos, construcción de pequeños acueductos veredales, suministro de agua con carro tanques aportados por la alcaldía del municipio cada 15 días y traslado a la cabecera municipal para tomar agua del acueducto existente.

Para este proyecto el uso del agua será rural para dar solución a la problemática de las veredas del área de influencia del proyecto. Sin embargo, dentro de cada vereda se encuentra centros educativos o escuelas rurales de educación básica primaria, es decir, habrá uso del agua escolar, con un consumo de 20 Litros/Alumno/jornada.

8.8. DOTACIÓN

8.8.1. Dotación neta

La dotación neta corresponde al caudal mínimo de agua potable requerido para cubrir las necesidades básicas de cada habitante del municipio, la dotación neta no tiene en cuenta las pérdidas generadas en el sistema.

La resolución 330 de 2017 por la cual se modificó la resolución 2320 de 2009, establece la nueva tabla de dotaciones, donde el consumo dependen de la altura promedio sobre el nivel del mar en que se encuentran las veredas del municipio (RAS, 2017).

Para el proyecto se deberá utilizar un valor de dotación que no supere los máximos establecidos en la Tabla 28.

Tabla 28. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.

| Altura promedio sobre el nivel del mar de la zona atendida | Dotación neta máxima $\frac{L}{hab * día}$ |
|--|---|
| > 2.000 m.s.n.m. | 120 |
| 1.000 – 2.000 m.s.n.m. | 130 |
| < 1.000 m.s.n.m. | 140 |

Fuente: RAS, 2017.

El municipio de Lebrija se encuentra en una altitud media de 1.055 metros sobre el nivel del mar. Por lo tanto, queda clasificada en el rango de 1.000 – 2.000 m.s.n.m. con una dotación neta máxima de 130 litros por habitante día.

La dotación neta seleccionada para el proyecto en el municipio de Lebrija es: $130 \frac{\text{Litros}}{\text{habitante} * \text{día}}$

8.8.2. Dotación bruta

Hace referencia a la cantidad máxima de agua necesaria para cubrir las necesidades básicas de un habitante, considerando para su cálculo el porcentaje de pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. La dotación bruta se obtiene de la Ecuación 6.

El porcentaje de pérdidas técnicas admisibles se establece de acuerdo con la resolución 330 de 2017, en el cual se especifica que no debe superar el 25 %, se sugiere trabajar con este porcentaje.

Ecuación 6. Dotación bruta.

$$D \text{ bruta} = \frac{D \text{ neta}}{(1 - \%P)}$$

Fuente: RAS 2000, título B, ecuación B.2.8.

Donde:

$D \text{ bruta}$: Dotación bruta, $\frac{L}{\text{hab} * \text{día}}$.

$D \text{ neta}$: Dotación neta, $130 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}}$.

$\%P$: Porcentaje de pérdidas técnicas máximas para el diseño, $25\% = 0,25$.

La dotación bruta del proyecto es:

$$D_{\text{bruta}} = \frac{130}{(1 - 0,25)}$$

$$D \text{ bruta} = 173,33 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}}$$

8.9. DEMANDA DE AGUA

8.9.1. Caudal medio diario

El caudal medio diario, Q_{md} , es el consumo que se espera que realice la población durante un periodo de un día, promediando el consumo diario durante un periodo de un año. Se calcula multiplicando el número de habitantes por la dotación bruta del año proyectado.

Ecuación 7. Caudal medio diario.

$$Qmd = \frac{P \text{ de diseño} * D \text{ bruta}}{86.400}$$

Fuente: RAS 2000, título B, ecuación B.2.12.

Donde:

Qmd : Caudal medio diario, $\frac{L}{s}$.

$P \text{ de diseño}$: Población de diseño en el año 2043, 4.132 *hab*.

$D \text{ bruta}$: Dotación bruta, $173,33 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}}$.

El caudal medio diario, Qmd , es:

$$Qmd = \frac{4.132 * 173,33}{86.400}$$

$$Qmd = 8,3 \frac{L}{s}$$

8.9.2. Selección de los coeficientes de mayoración

Según el artículo 47 de la resolución 330 de 2017, los factores de mayoración $k1$ y $k2$ para poblaciones menores o iguales a 12.500 habitantes al periodo de diseño, en ningún caso el factor $k1$ será superior a 1,3 ni el factor $k2$ superior a 1,6.

8.9.3. Caudal máximo diario

El caudal máximo diario, QMD , es el consumo máximo que será requerido en un periodo de 24 horas y se calcula como un valor ampliado del caudal medio diario.

Ecuación 8. Caudal máximo diario.

$$QMD = Qmd * k1$$

Fuente: RAS 2000, título B, ecuación B.2.10.

Donde:

QMD : Caudal máximo diario, $\frac{L}{s}$.

Q_{md} : Caudal medio diario, $8,3 \frac{L}{s}$.

k_1 : Coeficiente de consumo máximo diario, 1,3.

El caudal máximo diario para la población en estudio , Q_{MD} , es:

$$Q_{MD} = 8,3 * 1,3$$

$$Q_{MD} = 10,8 \frac{L}{s}$$

8.9.4. Caudal máximo horario

El caudal máximo horario, Q_{MH} , corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un periodo de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario k_2 .

Ecuación 9. Caudal máximo horario.

$$Q_{MH} = Q_{MD} * k_2$$

Fuente: RAS 2000, título B, ecuación B.2.11.

Donde:

Q_{MH} : Caudal máximo horario, $\frac{L}{s}$.

Q_{MD} : Caudal máximo diario, $10,8 \frac{L}{s}$.

k_2 : Coeficiente de consumo máximo horario, 1,6.

El caudal máximo horario para la población en estudio , Q_{MH} , es:

$$Q_{MH} = 10,8 * 1,6$$

$$Q_{MH} = 17,2 \frac{L}{s}$$

Tabla 29. Demanda de agua en cada vereda.

| Nombre de la veredas | Población de diseño <i>P de diseño hab</i> | Caudal medio diario $Q_{md}, \frac{L}{s}$ | Caudal máximo diario $Q_{MD}, \frac{L}{s}$ | Caudal máximo horario $Q_{MH}, \frac{L}{s}$ |
|----------------------|---|--|---|--|
| La renta | 1.102 | 2,2 | 2,9 | 4,6 |
| Lisboa | 296 | 0,6 | 0,8 | 1,2 |
| Los angelinos | 437 | 0,9 | 1,1 | 1,8 |
| Portugal | 2.297 | 4,6 | 6,0 | 9,6 |
| Total | 4.132 | 8,3 | 10,8 | 17,2 |

Fuente: Autores.

8.10. OBTENCIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO

Los caudales de diseño son los volúmenes de agua que deben llegar a los componentes del sistema para que su correcto funcionamiento.

Según la resolución 330 de 2017 en el artículo 47, los caudales de diseño de cada uno de los componentes del sistema de acueductos corresponden a la variaciones diarias y horarias que pueda presentar el sistema. En la Tabla 30 se establecen los valores que tomaran los caudales de diseño.

Tabla 30. Caudales de diseño.

| Componente | Caudal de diseño |
|------------------------------|-------------------|
| Captación fuente superficial | Hasta 2 veces QMD |
| Captación fuente subterránea | QMD |
| Desarenador | QMD |
| Aducción | QMD |
| Conducción | QMD |
| Tanque | QMD |
| Red de distribución | QMH |

Fuente: RAS, 2017.

9. FASE 4: PRESENTACIÓN DE ALTERNATIVAS DE ABASTECIMIENTO

En esta fase se presentan las posibles alternativas de abastecimiento de agua que más se adapten a las condiciones locales particulares y que permitan ser autosostenibles para la comunidad.

Dentro del área de influencia del proyecto se encuentra la central hidroeléctrica Sogamoso, construida por ISAGÉN con el fin de atender la demanda energética del país. Esta central está conformada por una presa de 190 metros de altura que permite la acumulación de 4.800 millones de metros cúbicos almacenados en una superficie de 6.934 hectáreas por medio del embalse Topocoro. Cuenta con una capacidad de 820 MW y una generación media anual de 5.056 GWh- año, que proporciona el 8,3% del total de la energía consumida por los colombianos en un año (ISAGEN S.A. E.S.P, 2017).

Imagen 41. Central hidroeléctrica Sogamoso.



Fuente: ISAGEN S.A. E.S.P, 2017.

Para el desarrollo del proyecto, se logró la concesión de agua por parte de la Corporación Autónoma Regional de Santander, CAS, quien apoyó la realización de un acueducto ante el problema del déficit de agua de las veredas aledañas, proporcionando el recurso hídrico y la energía necesaria para el funcionamiento de las bombas del sistema. En lo referente al recurso hídrico solo se puede captar 140 litros por habitante día del embalse y respecto a la energía, solo se puede realizar el proceso de bombeo en la noche en un rango de 8 horas.

Con base al estudio realizado en la fase 3, la dotación neta requerida para el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua del proyecto es de 130 litros

por habitante día, los cuales serán suministrados por ISAGEN S.A. E.S.P. con la condición de diseñar e implementar más de un sistema de abastecimiento de agua autosostenibles para la comunidad aledaña a la represa.

Por lo tanto, las alternativas de abastecimiento seleccionadas para el desarrollo del proyecto son: el diseño de un sistema de acueducto como solución de agua potable para la población y un sistema de recolección o captación de aguas lluvias, utilizada para el mantenimiento de edificaciones del sector escolar y riego de cultivos del sector agrícola.

10. FASE 5: SISTEMA DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA

La primera alternativa de abastecimiento de agua que se adapta a las condiciones locales y es autosostenible a la comunidad es un sistema de recolección o captación de agua lluvia, utilizada para el mantenimiento de edificaciones del sector escolar y para el abastecimiento de agua a pequeños cultivos del sector agrícola de la zona de estudio.

Estos sistemas de abastecimiento son instalados en la plantas superiores o cubiertas y se distribuyen dentro de la edificación para su funcionamiento por gravedad. Principalmente la captación de agua lluvia se utiliza para el mantenimiento de las instalaciones, es decir, como uso doméstico en actividades como las descargas de sanitarios, servicios generales de aseo o limpieza y riego de pequeños cultivos.

10.1. DISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA

Para seleccionar un diseño óptimo de sistema de captación de agua lluvia en el sector escolar y agrícola de la zona de influencia, se realizó una investigación sobre los métodos de retención de agua lluvia a partir de una tesis elaborada en la Pontificia Universidad Javeriana, la cual es la evaluación o estudio de las capacidades hidráulicas y de retención de contaminantes en un modelo de trinchera, que permite determinar las capacidades filtrantes y de retención de los contaminantes transportados en el agua lluvia (Álvarez, 2016).

Asimismo, se consultó el diseño estructural del modelo de captación de agua lluvia implementado en un trabajo de grado realizado en la universidad católica de Colombia, el cual es una propuesta de captación y uso de agua lluvia a partir de un modelo físico de recolección de agua (Ortiz, 2017).

A partir de los resultados obtenidos en los trabajos de grado nombrados anteriormente, se decidió implementar para nuestro sistema el mismo diseño de la estructura de filtración de agua lluvia. Esta estructura de retención y filtración de agua lluvia estará compuesta por: Área de captación, Recolección y conducción, Filtro (Antracita, arena de Ottawa y gravilla de 1/2”), Geotextil NT 1600, Falso fondo (Aquacell de PAVCO) y Tanque de almacenamiento. En la Imagen 42 se observa la estructura definitiva del modelo físico del sistema de captación y filtración de agua lluvia a implementar.

Imagen 42. Estructura del sistema de captación y filtración de agua lluvia.



Fuente: Ortiz, 2017.

10.2. IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN DE AGUA LLUVIA

El sistema de abastecimiento por medio de la captación o recolección de agua lluvia se implementará en cuatro instituciones educativas del sector escolar y en pequeños cultivos del sector agrícola ubicados dentro del área de influencia del proyecto. Sin embargo, algunos sembrados actualmente son abastecidos o regados por nacimientos cercanos al cultivo.

10.2.1. Sector escolar

La alcaldía municipal de Lebrija cuenta con la oficina de dirección de núcleo educativo, quien tiene como función la administración municipal y la realización de procesos que se requieren para garantizar el derecho a la educación. Desde el año 2015 Lebrija se encuentra dividido en seis zonas educativas: Colegio integrado nuestra señora de las Mercedes, Colegio Portugal, Institución educativa la Victoria, Institución educativa la Estación, Institución educativa Vanegas e Institución educativa Llanadas (Municipio de Lebrija, 2015).

El área de influencia del proyecto se encuentra dentro de la zona educativa: Colegio Portugal, en la Tabla 31 se observa las sedes o centros educativos que componen esta zona educativa.

Tabla 31. Zona educativa Colegio Portugal.

| Número de zonas | Institución y centros educativos | Sedes | |
|-----------------|----------------------------------|-------|--------------------------------|
| 2 | Colegio Portugal | A | Colegio Portugal |
| | | B | Escuela rural Angelinos |
| | | C | Escuela rural Buena Vista |
| | | D | Escuela rural Cuzamán |
| | | E | Escuela rural La Cabaña |
| | | F | Escuela rural La Cuchilla |
| | | G | Escuela rural La Renta |
| | | H | Escuela rural Lisboa |
| | | I | Escuela rural Mirabel |
| | | J | Escuela rural San Benito |
| | | K | Escuela rural San Gabriel |
| | | L | Escuela rural San Joaquín |
| | | M | Escuela rural San Lorenzo |
| | | N | Escuela rural San Pacho |
| | | O | Escuela rural San Nicolas Alto |

Fuente: Municipio de Lebrija, 2015.

Las cuatro sedes o centros educativos que hacen parte del área de influencia del proyecto son:

- Sede A : Colegio Portugal
- Sede B : Escuela rural Angelinos
- Sede G : Escuela rural La Renta
- Sede H : Escuela rural Lisboa

En el informe de empalme del municipio de Lebrija, a cada centro educativo se realizó: la descripción de las condiciones de la infraestructura o instalaciones que conforman la edificación, el total de matrículas del año 2016, el número de estudiantes inscritos por cada establecimiento y las estadísticas de cobertura y calidad educativa del municipio (Municipio de Lebrija, 2015).

Tabla 32. Número de estudiantes de cada centro educativo.

| Colegios | Número de estudiantes por grado | | | | | | | | | | | Número total de estudiantes | |
|--------------------------|---------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----------------------------|-----|
| | Transición | 1º | 2º | 3º | 4º | 5º | 6º | 7º | 8º | 9º | 10º | | 11º |
| Colegio Portugal. | 20 | 29 | 30 | 32 | 33 | 32 | 55 | 43 | 52 | 58 | 45 | 35 | 464 |
| Escuela rural Angelinos. | 12 | 15 | 19 | 15 | 35 | 24 | | | | | | | 120 |
| Escuela rural La Renta. | 12 | 20 | 14 | 19 | 25 | 38 | | | | | | | 128 |
| Escuela rural Lisboa. | 16 | 16 | 15 | 20 | 19 | 32 | | | | | | | 118 |

Fuente: Plan de desarrollo del municipio de Lebrija, 2015.

Tabla 33. Instalaciones de cada centro educativo.

| Colegio | Aulas | Laboratorios de sistemas | Bibliotecas | Restaurante y/o cafetería | Patio de recreo y/o canchas | Aula múltiple | Baños | |
|-------------------------|-------|--------------------------|-------------|---------------------------|-----------------------------|---------------|------------|-------|
| | | | | | | | Caballeros | Damas |
| Colegio Portugal | 20 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 | 5 | 5 |
| Escuela rural Angelinos | 7 | 1 | 0 | 1 | 1 | 0 | 3 | 3 |
| Escuela rural La Renta | 7 | 1 | 0 | 1 | 1 | 0 | 2 | 2 |
| Escuela rural Lisboa | 7 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 4 | 4 |

Fuente: Municipio de Lebrija, 2015.

Teniendo en cuenta que los baños están divididos por género cuentan con aparatos sanitarios diferentes. Cada baño de caballeros está conformado por : 2 inodoros, 3 orinales y 3 lavamanos y cada baño de damas está conformado por : 4 inodoros y 3 lavamanos.

10.3. CÁLCULO TIPO : COLEGIO PORTUGAL

El colegio Portugal será la institución tipo, es decir, se realizará el desarrollo de los respectivos cálculos y la implementación del sistema de captación de agua lluvia para este centro educativo. Sin embargo, se anexará los cálculos de volumen de demandado, volumen de agua almacenado y el tamaño o capacidad de los tanques de almacenamiento para cada una de las cuatro sedes educativas.

Se escogió este centro educativo como cálculo tipo porque: es la primera sede de la zona educativa colegio Portugal, cuenta con mayor número de estudiantes, directivos, docentes y servicios generales y es la edificación con mayor área (área de cubierta) entre las cuatro sedes de la zona de estudio.

Imagen 43. Colegio Portugal, Lebrija, Santander.



Fuente: Autores.

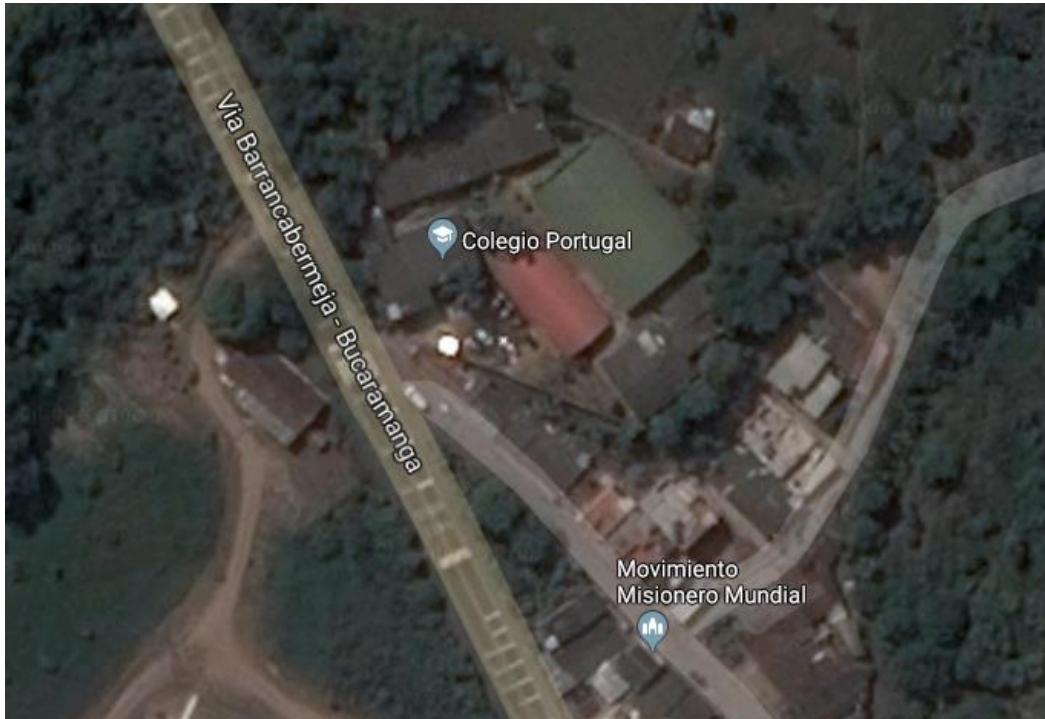
Estos procedimientos, cálculos y diseños quedan adjuntados en la fase 5 y podrán ser utilizados por la comunidad para la implementación de estos sistemas de captación de agua lluvia en las viviendas a futuro con el objetivo de suplir actividades involucradas en el mantenimiento de los hogares y generar un ahorro en los sistemas de agua potable convencionales.

10.3.1. Localización del sistema captación de agua lluvia

El sistema de captación de agua lluvia se realizará en el corregimiento de Portugal, Lebrija, Santander, específicamente en el colegio Portugal. En la Imagen 44 se

observa la ubicación del colegio Portugal del municipio de Lebrija, Santander, Colombia (Google Maps, 2018).

Imagen 44. Ubicación del colegio Portugal, Lebrija, Santander.



Fuente: Google Maps, 2018.

10.3.2. Estimación del volumen requerido para el abastecimiento de la edificación

Para que el sistema de captación de agua lluvia tenga un buen funcionamiento desde su implementación hasta su periodo de diseño, es necesario realizar el diseño respecto al volumen requerido por las proyecciones de la población.

Por esto, se realizará la estimación del volumen requerido o demandado por la edificación para la población de diseño, es decir, para las proyecciones del número de estudiantes inscritos en el 2016. Estas proyecciones se realizan por el método geométrico, utilizado en la Ecuación 3.

El Colegio Portugal es una institución educativa del gobierno de calendario A, con única jornada en la mañana y de género mixto. Esta edificación cuenta con dos (2) pisos y un área de aproximadamente $890 m^2$ por piso (Ministerio de Educación Nacional de Colombia, 2016).

Tabla 34. Proyección del número de estudiantes año 2043.

| Colegios | Número de estudiantes año 2016 | Número de estudiantes año 2043 <i>Et</i> |
|-----------------------------------|--------------------------------|---|
| Sede A- Colegio Portugal. | 464 | 623 |
| Sede B - Escuela rural Angelinos. | 120 | 161 |
| Sede G - Escuela rural La Renta. | 128 | 172 |
| Sede H - Escuela rural Lisboa. | 118 | 159 |

Fuente: Autores.

La población total diaria del colegio Portugal para el año 2043 se obtiene de la Ecuación 10.

Ecuación 10. Población total diaria del centro educativo.

$$Pt = Et * \# \text{ jornadas}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Pt : Población total diaria del centro educativo en el año 2043 , $\frac{\text{estudiantes}}{\text{jornada}}$.

Et : Número de estudiantes proyectados del centro educativo , 623 *estudiantes*.

jornadas : Número de jornadas del centro educativo, 1 *jornada*.

La población total diaria del colegio Portugal para el año 2043 es:

$$Pt = 623 \text{ estudiantes} * 1 \text{ jornada}$$

$$Pt = 623 \frac{\text{Estudiantes}}{\text{jornada}}$$

Según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, RAS, título B, numeral 2.5.3.5, la dotación neta o consumo de agua para uso escolar en educación elemental es 20 Litros/estudiante/jornada (RAS, 2000).

El volumen demandado por el colegio Portugal se obtiene de la Ecuación 11.

Ecuación 11. Volumen diario demandado.

$$V \text{ demandado} = \text{dotación neta} * Pt$$

Fuente: Autores.

Donde:

$V \text{ demandado}$: Volumen diario demandado por centro educativo, L .

dotación neta : Consumo de agua por cada estudiante del centro educativo, $20 \frac{L}{\text{estudiante} \cdot \text{jornada}}$.

Pt : Población total diaria del centro educativo, $623 \frac{\text{estudiantes}}{\text{jornada}}$.

El volumen diario demandado por el colegio Portugal es:

$$V \text{ demandado} = 20 \frac{L}{\text{estudiante} \cdot \text{jornada}} * 623 \frac{\text{Estudiantes}}{\text{jornada}}$$

$$V \text{ demandado} = 12.460 \frac{L}{\text{día}}$$

El volumen diario demandado por el colegio en m^3 es:

$$V \text{ demandado} = 12.460 \frac{L}{\text{día}} * \left(\frac{1 m^3}{1000 L} \right)$$

$$V \text{ demandado} = 12,46 \frac{m^3}{\text{día}}$$

El agua lluvia captada se utilizará para a descarga de sanitarios y servicios generales como aseo de las instalaciones del centro educativo, se asume que, del volumen diario demandado por el colegio, solo un porcentaje del 30 % se empleará para las actividades mencionadas.

La demanda diaria utilizada en actividades de mantenimiento de la edificación como la descarga de inodoros y servicios generales se obtiene de la Ecuación 12.

Ecuación 12. Demanda diaria de la edificación.

$$Demanda\ diaria = V\ demandado * \% \text{ captado util}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Demanda diaria : Demanda diaria utilizada en actividades de mantenimiento del centro educativo, $\frac{m^3}{día}$.

V demandado : Volumen diario demandado por centro educativo, $12,46 \frac{m^3}{día}$.

% captado: Porcentaje de agua que se empleara en actividades de mantenimiento del centro educativo, $30 \% = 0,30$.

La demanda diaria utilizada en actividades de mantenimiento de la edificación es:

$$Demanda\ diaria = 12,46 \frac{m^3}{día} * 0,30$$

$$Demanda\ diaria = 3,74 \frac{m^3}{día}$$

La demanda mensual utilizada en actividades de mantenimiento de la edificación se obtiene de la Ecuación 13.

Se determina el mes de 30 días restando los 10 días que no se utilizan las instalaciones del centro educativo, por consiguiente , los días de demanda de agua serán 20, según esto se calcula la demanda mensual para este tipo de uso.

Ecuación 13. Demanda mensual de la edificación.

$$Demanda\ mensual = Demanda\ diaria * \# \text{ días del mes}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Demanda mensual : Demanda mensual utilizada en actividades de mantenimiento del centro educativo, m^3 .

Demanda diaria : Demanda diaria utilizada en actividades de mantenimiento del centro educativo, $3,74 \frac{m^3}{día}$.

días del mes : Días del mes que demandan agua en centro educativo, 20 días.

La demanda mensual utilizada en actividades de mantenimiento de la edificación es:

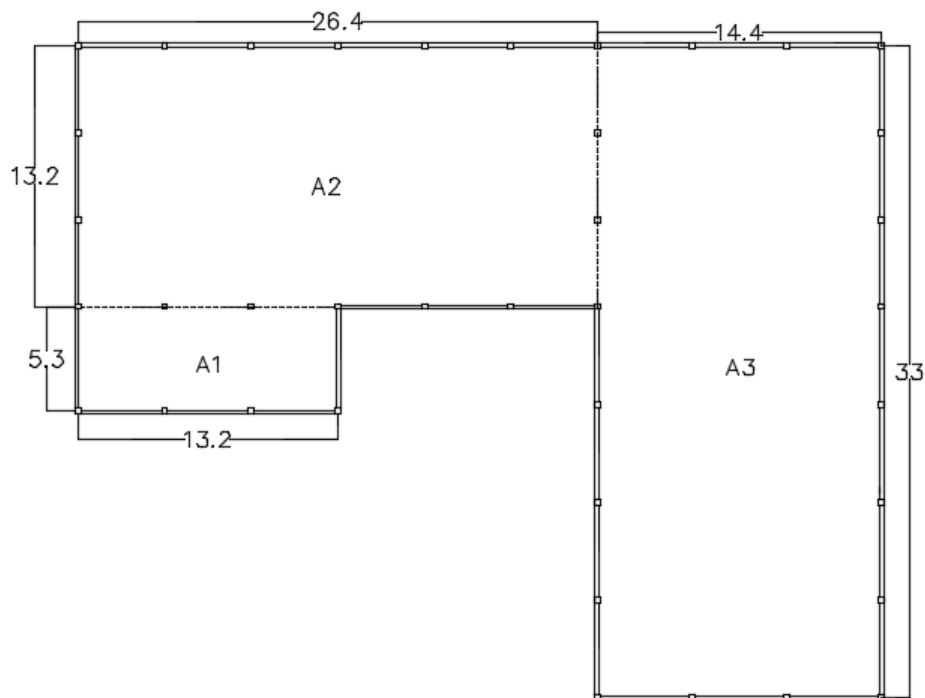
$$\text{Demanda mensual} = 3,74 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 20 \text{ días}$$

$$\text{Demanda mensual} = 74,76 \text{ m}^3$$

10.3.3. Área de captación de agua lluvia de la edificación.

El área de captación o recolección de agua lluvia de la edificación es el área de la cubierta del colegio Portugal, en la Figura 1 se observa el plano en planta de la cubierta del centro educativo.

Figura 1. Plano planta área de la cubierta colegio Portugal.



Fuente: Autores.

El cálculo del área de la cubierta del centro educativo se obtiene mediante la Ecuación 14.

Ecuación 14. Área de la cubierta de la edificación.

$$\text{Área cubierta} = A1 + A2 + A3$$

Fuente: Autores.

Donde:

Área cubierta : Área de la cubierta de captación del agua lluvia de la edificación, m^2 .

$A1, A2, A3$: Áreas parciales que conforman el área total de la cubierta de la edificación, m^2 .

El cálculo de las áreas parciales que conforman el área total de la cubierta del centro educativo se obtiene mediante la Ecuación 15.

Ecuación 15. Área parcial de la cubierta de la edificación.

$$A1, A2, A3 = a * b$$

Fuente: Autores.

Donde:

$A1, A2, A3$: Áreas parciales que conforman el área total de la cubierta de la edificación, m^2 .

a : Ancho de la edificación, m .

b : Largo de la edificación, m .

Las áreas parciales de la cubierta de captación son:

$$A1 = 5,3 m * 13,2 m$$

$$A1 = 70 m^2$$

$$A2 = 13,2 m * 26,4 m$$

$$A2 = 348,5 m^2$$

$$A3 = 14,4 m * 33 m$$

$$A3 = 475,2 m^2$$

El área total de la cubierta de la edificación es:

$$\text{Área cubierta} = 70 \text{ m}^2 + 348,5 \text{ m}^2 + 475,2 \text{ m}^2$$

$$\text{Área cubierta} = 893,7 \text{ m}^2$$

10.3.4. Volumen captado por el área de la cubierta de la edificación

La cantidad de agua lluvia que puede recolectarse es directamente proporcional al área de captación disponible y a la precipitación del sector. Teniendo en cuenta que un milímetro de lluvia depositada en un metro cuadrado de superficie y contabilizando las pérdidas por evaporación, se produce alrededor de 1 litro de agua

El volumen anual de agua lluvia captada se puede estimar a partir de la Ecuación 16, donde se relaciona la precipitación media anual registrada en el último año y el área de la cubierta del colegio Portugal. En estos diseños es conveniente considerar que solo se logra aprovechar el 80 % de la precipitación total anual.

Ecuación 16. Volumen captado.

$$\text{Volumen captado} = Pr * \text{Área cubierta} * n$$

Fuente: Autores.

Donde:

Volumen captado : Volumen captado por la cubierta de la edificación, m^3 .

Pr : Precipitación media mensual o anual, m .

Área cubierta : Área de la cubierta de captación del agua lluvia de la edificación, $893,7 \text{ m}^2$.

n : Eficiencia de captación del agua lluvia, $80\% = 0,80$.

Se calculará el volumen captado por la cubierta para los 3 escenarios críticos: mes con mayor precipitación, mes con menor precipitación y precipitación media anual.

El volumen de agua lluvia que capta la cubierta de la edificación para cada escenario es:

1. Mes con menor precipitación

El mes que presenta menos lluvias es Agosto, con una precipitación de 45 mm.

$$Pr = 0,045 \text{ m}$$

$$\text{Volumen captado} = 0,045 * 893,7 * 0,80$$

$$\text{Volumen captado} = 32,20 \text{ m}^3$$

2. Mes con mayor precipitación

El mes que presenta mayor intensidad de lluvias es Abril, con una precipitación de 162,3 mm.

$$Pr = 0,1623 \text{ m}$$

$$\text{Volumen captado} = 0,1623 * 893,7 * 0,80$$

$$\text{Volumen captado} = 116,01 \text{ m}^3$$

3. Precipitación media anual

La precipitación media anual para el año 2017 es de 113,44 mm.

$$Pr = 0,1134 \text{ m}$$

$$\text{Volumen anual captado} = 0,1134 * 893,7 * 0,80$$

$$\text{Volumen anual captado} = 81,08 \text{ m}^3$$

10.3.5. Volumen de almacenamiento de la edificación

El volumen total de almacenamiento de la edificación se calcula de la diferencia entre el volumen anual captado por la cubierta y la demanda mensual utilizada en actividades de mantenimiento de la edificación.

En el caso que las diferencias den valores negativos, quiere decir que las áreas de captación o áreas de cubierta no son suficientes para satisfacer la demanda de agua utilizada en actividades de mantenimiento de la edificación.

El volumen total de almacenamiento mensual de la edificación se obtiene de la Ecuación 17.

Ecuación 17. Volumen total de almacenamiento de la edificación.

$$V \text{ almacenamiento} = \text{Volumen anual captado} - \text{Demanda mensual}$$

Fuente: Autores.

Donde:

V almacenamiento : El volumen total de almacenamiento mensual de la edificación, m^3 .

Volumen anual captado: Volumen anual captado por la cubierta de la edificación, $81,08 m^3$.

Demanda mensual : Demanda mensual utilizada en actividades de mantenimiento del centro educativo, $74,76 m^3$.

El volumen total de almacenamiento mensual de la edificación es:

$$V_{\text{almacenamiento}} = 81,08 m^3 - 74,76 m^3$$

$$V_{\text{almacenamiento}} = 6,32 m^3$$

El volumen total de almacenamiento mensual de la edificación en *Litros* es:

$$V_{\text{almacenado}} = 6,32 m^3 * \left(\frac{1000 L}{1 m^3} \right)$$

$$V_{\text{almacenado}} = 6.316 L$$

10.3.6. Capacidad del tanque de almacenamiento de la edificación

El volumen del tanque de almacenamiento a utilizar para la edificación se obtiene de la Ecuación 17. Existen dos alternativas como propuesta de tanque de almacenamiento, una de ellas es la construcción del tanque en concreto reforzado y la otra alternativa es la compra e implementación de un tanque comercial prefabricado.

1. Tanque comercial prefabricado.

El volumen del tanque prefabricado a implementar debe tener una capacidad comercial mayor o igual al volumen total de almacenamiento mensual, calculado por la Ecuación 17.

Como el volumen total de almacenamiento mensual para el colegio Portugal es de $6.316 L$, la capacidad comercial del tanque prefabricado será de $10.000 Litros$.

2. Construcción del tanque de almacenamiento.

El dimensionamiento del tanque de almacenamiento depende del volumen de agua lluvia mensual que necesita ser almacenado, es decir, las dimensiones del tanque

del colegio Portugal se calculan a partir de la cantidad de agua necesaria que se debe almacenar para suplir las actividades de mantenimiento del centro educativo.

Las dimensiones propuestas para el tanque de almacenamiento del colegio Portugal son:

$$\text{Ancho} = 2,2 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 1,5 \text{ m}$$

Las dimensiones propuestas del tanque de almacenamiento se deben comprobar con la Ecuación 18 y se debe cumplir que el volumen obtenido debe ser igual o mayor al volumen total de almacenamiento mensual.

Ecuación 18. Volumen del tanque de almacenamiento.

$$V \text{ tanque de almacenamiento} = A * L * h$$

Fuente: Autores.

Donde:

V tanque de almacenamiento : Volumen del tanque de almacenamiento del colegio Portugal obtenido de las dimensiones propuestas, m^3 .

A : Ancho propuesto del tanque de almacenamiento, *m*.

L : Longitud propuesta del tanque de almacenamiento, *m*.

h : Altura propuesta del tanque de almacenamiento, *m*.

El volumen del tanque de almacenamiento del colegio Portugal es:

$$V \text{ tanque de almacenamiento} = 2,2 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1 \text{ m}$$

$$V \text{ tanque de almacenamiento} = 6,6 \text{ m}^3$$

El volumen del tanque de almacenamiento del colegio Portugal en *Litros* es:

$$V \text{ tanque de almacenamiento} = 6,6 \text{ m}^3 * \left(\frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3} \right)$$

$$V \text{ tanque de almacenamiento} = 6.600 \text{ Litros.}$$

10.4. CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE LOS CENTROS EDUCATIVOS

Tabla 35. Demanda mensual necesaria por la edificación.

| Colegios | Población total diaria $\frac{Pt}{\text{estudiantes}} \frac{Pt}{\text{jornada}}$ | Volumen diario demandado $\frac{m^3}{\text{día}}$ | Demanda diaria $\frac{m^3}{\text{día}}$ | Demanda mensual m^3 |
|--------------------------|---|--|--|--------------------------|
| Colegio Portugal. | 623 | 12,46 | 3,74 | 74,76 |
| Escuela rural Angelinos. | 161 | 3,22 | 0,81 | 16,10 |
| Escuela rural La Renta. | 172 | 3,44 | 0,86 | 17,20 |
| Escuela rural Lisboa. | 159 | 3,18 | 0,80 | 15,90 |

Fuente: Autores.

Tabla 36. Volumen captado en el mes de menor precipitación.

| Colegios | Área cubierta m^2 | Precipitación m | Volumen captado m^3 |
|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------------------|
| Colegio Portugal. | 893,7 | 0,045 | 32,17 |
| Escuela rural Angelinos. | 436,2 | | 15,70 |
| Escuela rural La Renta. | 510 | | 18,36 |
| Escuela rural Lisboa. | 330,8 | | 11,91 |

Fuente: Autores.

Tabla 37. Volumen captado en el mes de mayor precipitación.

| Colegios | Área cubierta m^2 | Precipitación m | Volumen captado m^3 |
|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------------------|
| Colegio Portugal. | 893,7 | 0,1623 | 116,04 |
| Escuela rural Angelinos. | 436,2 | | 56,64 |
| Escuela rural La Renta. | 510 | | 66,22 |
| Escuela rural Lisboa. | 330,8 | | 42,95 |

Fuente: Autores.

Tabla 38. Volumen anual captado por la cubierta.

| Colegios | Área cubierta m^2 | Precipitación media anual m | Volumen anual captado m^3 |
|--------------------------|------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| Colegio Portugal. | 893,7 | 0,113 | 81,08 |
| Escuela rural Angelinos. | 436,2 | | 39,57 |
| Escuela rural La Renta. | 510 | | 46,27 |
| Escuela rural Lisboa. | 330,8 | | 30,01 |

Fuente: Autores.

Tabla 39. Volumen de almacenamiento del tanque.

| Colegios | Demanda mensual m^3 | Volumen anual captado m^3 | Volumen almacenado m^3 | Volumen almacenado L |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| Colegio Portugal. | 74,76 | 81,08 | 6,32 | 6.316 |
| Escuela rural Angelinos. | 19,32 | 39,57 | 20,25 | 20.252 |
| Escuela rural La Renta. | 20,64 | 46,27 | 25,63 | 25.627 |
| Escuela rural Lisboa. | 19,08 | 30,01 | 10,93 | 10.930 |

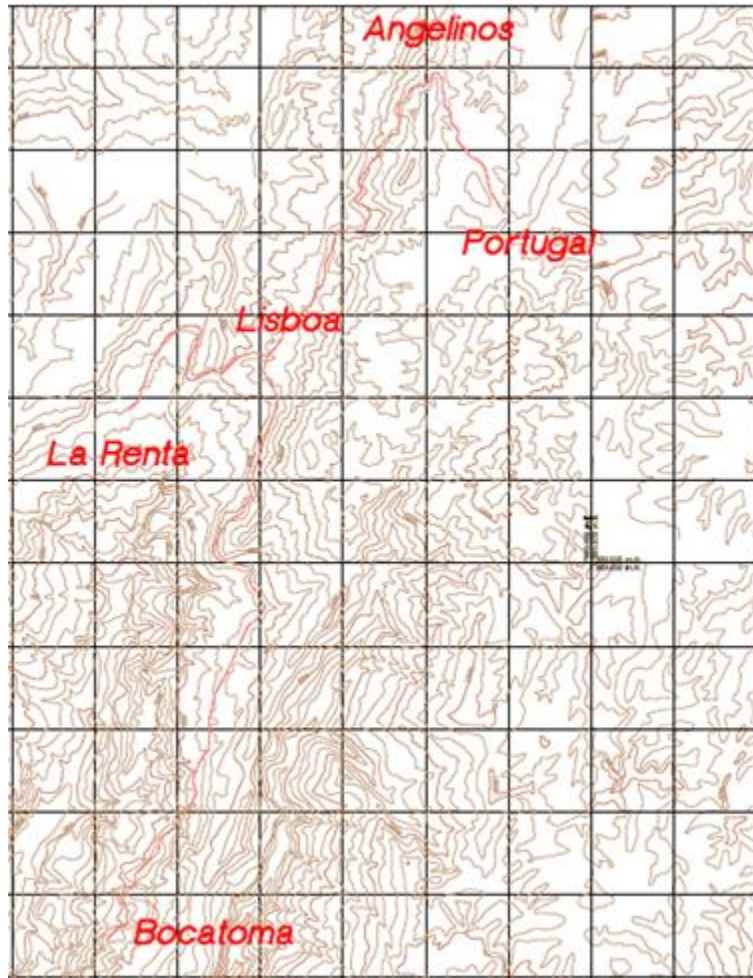
Fuente: Autores.

11. FASE 6 : SISTEMA DE ACUEDUCTO EN ZONA RURAL

En esta fase se realiza el diseño hidráulico de las estructuras de captación, pretratamiento o desarenador y almacenamiento que hacen parte del sistema de acueducto del área de influencia del proyecto.

En la Imagen 45 se visualiza el trazado de la red de acueducto del proyecto.

Imagen 45. Trazado de la red de acueducto.



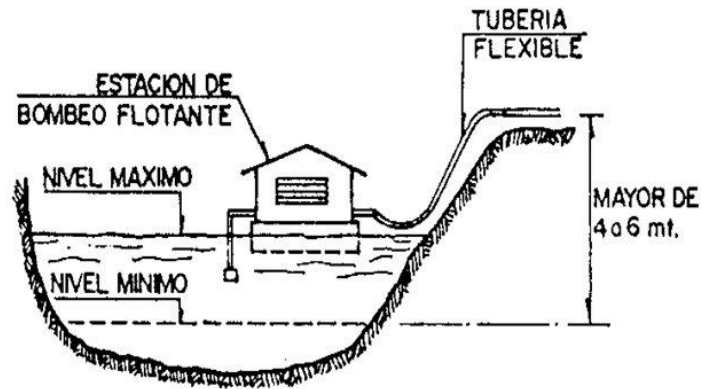
Fuente: Autores.

11.1. BOCATOMA

Por las condiciones de la zona de estudio, la fuente de abastecimiento de este proyecto es el embalse Topocoro el cual suministrará el agua necesaria para las poblaciones del caso de estudio, por esta razón la mejor elección de estructura de captación es la bocatoma flotante.

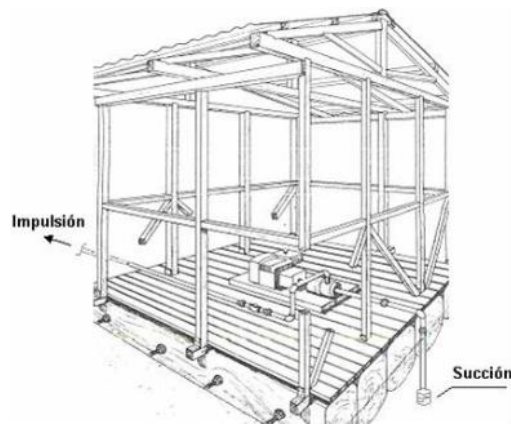
Una bocatoma flotante es un dispositivo diseñado para la captación de agua superficial dónde la altura de la lámina de agua presenta constantemente variaciones, las bocatomas flotantes tienen dos tipos de bombeo: desde la balsa y desde la orilla, por las especificaciones que presenta la presa la opción más apta para el bombeo es desde la balsa (Guía para el diseño de estaciones de bombeo, 2016).

Imagen 46. Bocatoma flotante.



Fuente: Guía para el diseño de estaciones de bombeo, 2016.

Imagen 47. Estructura de bocatoma flotantes desde la balsa.



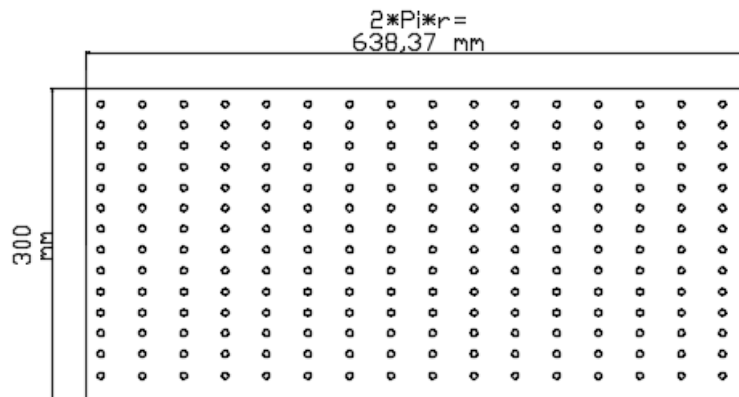
Fuente: Guía para el diseño de estaciones de bombeo, 2016.

La bocatoma constará de una balsa de madera de 3 metros por 3 metros, área suficiente para ubicar el sistema de bombeo y realizar el respectivo mantenimiento.

El sistema de bombeo de la bocatoma es el mismo que se utilizará en el tramo desarenador a Lisboa, es decir, la bomba tendrá las mismas especificaciones de dicho tramo.

En cuanto a la tubería de la succión, será una tubería de 8 pulgadas, con una longitud de 1,5 metros, en dónde en los últimos 30 centímetros se perforarán de manera uniforme con brocas de $\frac{1}{4}$ de pulgada, esto con el fin de aumentar el área de succión de la tubería, además de esto se deben cubrir los orificios con una malla cerramiento de huecos de $\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ pulgadas.

Figura 2. Despiece parte inferior de la tubería de succión bocatoma.



Fuente: Autores.

En cuanto a la impulsión, el diámetro será de 6 pulgadas con una longitud de 233 metros. Sin embargo, los primeros 10 metros serán de tubería flexible (manguera de 6 pulgadas) para permitir el libremente movimiento con la balsa.

Además de todas las especificaciones anteriormente establecidas, es necesario que la balsa tenga una línea fija, que le permita a los usuarios traerla a la orilla y poder hacer el mantenimiento respectivo. Esta línea fija tendrá un anclaje en la orilla amarrado a una cuerda en un extremo y el otro extremo a la balsa.

11.2. LÍNEA DE ADUCCIÓN DE LA BOCATOMA AL DESARENADOR

Datos iniciales:

Caudal de diseño (QMD) : $Q \text{ diseño} = 10,8 \frac{L}{s}$

Coefficiente de rugosidad de Manning : $n = 0,009$

Longitud de aducción : $l = 233 \text{ m}$

Cota de salida de la bocatoma : $Csb = 542 \text{ m.s.n.m.}$

Cota de entrada al desarenador : $Ced = 519 \text{ m.s.n.m.}$

Ecuación 19. Pendiente entre la bocatoma y el desarenador.

$$S = \frac{Csb - Ced}{l}$$

Fuente: Autores.

Donde:

S : Pendiente entre la bocatoma y el desarenador

Csb : Cota de salida de la bocatoma, 542 *m. s. n. m.*

Ced : Cota de entrada al desarenador, 519 *m. s. n. m.*

l : Longitud de aducción, 233 *m*

La pendiente entre la bocatoma y el desarenador es:

$$S = \frac{542 - 519}{233}$$

$$S = 0,0987$$

$$S \approx 10 \%$$

Ecuación 20. Diámetro de la tubería de aducción.

$$Da = 1,548 \left(\frac{n * Q \text{ diseño}}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Fuente : Ecuación de Manning.

Donde:

Da : Diámetro de la tubería de aducción, *m*

n : Coeficiente de rugosidad de Manning, 0,009

$Q \text{ diseño}$: Caudal de diseño, 0,0108 $\frac{m^3}{s}$

S : Pendiente entre la bocatoma y el desarenador, 10 % = 0,10

El diámetro de la tubería de aducción es :

$$Da = 1,548 \left(\frac{0,009 * (0,0108)}{0,1^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$Da = 0,0745 \text{ m}$$

El diámetro comercial de la tubería de aducción es : $Dac = 3 \text{ ''}$

Ecuación 21. Pendiente unitaria.

$$Su = \frac{0,54 \sqrt{Q \text{ diseño}}}{\sqrt{0,2785 * C * Dac^{2,63}}}$$

Fuente: Fórmula de Hazen – Williams.

Donde:

Su : Pendiente unitaria

$Q \text{ diseño}$: Caudal de diseño, $0,0108 \frac{m^3}{s}$

C : Coeficiente de rugosidad de Hazen- Williams, 150

Dac : Diámetro comercial de la tubería de aducción, $0,0762 \text{ m}$

La pendiente unitaria es:

$$Su = \frac{0,54 \sqrt{0,0108}}{\sqrt{0,2785 * 150 * (0,0762)^{2,63}}}$$

$$Su = 0,0633$$

Ecuación 22. Pérdidas totales de la tubería.

$$j = Su * l$$

Fuente: Autores.

Donde:

j : Pérdidas totales de la tubería, m

Su : Pendiente unitaria, 0,0633

l : Longitud de aducción, 233 m

Las pérdidas totales de la tubería son:

$$j = 0,0633 * 233$$

$$j = 14,75 \text{ m}$$

Ecuación 23. Velocidad del flujo en la tubería.

$$v = 0,08494 * C * \left(\frac{Dac}{4}\right)^{0,63} * S^{0,54}$$

Fuente: Fórmula de Hazen – Williams.

Donde:

v : Velocidad del flujo en la tubería, $\frac{m}{s}$

Su : Pendiente unitaria, 0,0633

C : Coeficiente de rugosidad de Hazen- Williams, 150

Dac : Diámetro comercial de la tubería de aducción, 0,0762 m

La velocidad del flujo en la tubería es :

$$v = 0,08494 * 150 * \left(\frac{0,0762}{4}\right)^{0,63} * 0,0633^{0,54}$$

$$v = 0,495 \frac{m}{s}$$

$$v \approx 0,5 \frac{m}{s}$$

CHEQUEADO

Según el RAS 2000 el valor mínimo de la velocidad del flujo en la tubería es $0,5 \frac{m}{s}$, para garantizar el arrastre de sedimentos (RAS, 2000).

11.3. DESARENADOR

Estructura hidráulica encargada de eliminar las impurezas o arenas finas del agua que ha sido captada para un sistema de aprovechamiento.

Dentro el diseño del desarenador se deben tener algunas consideraciones: el flujo alrededor de las partículas es laminar, las partículas se toman como distribuidas uniformemente y el caudal de diseño del desarenador es el caudal máximo diario (*QMD*).

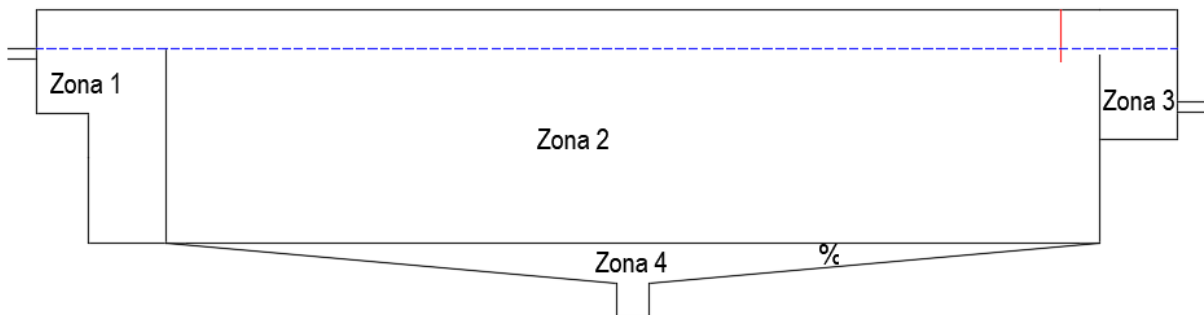
$$Q \text{ diseño} = QMD$$

El desarenador está compuesto por cuatro zonas:

- Zona 1: Zona de entrada
- Zona 2: Zona de sedimentación
- Zona 3: Zona de salida
- Zona 4: Zona de lodos

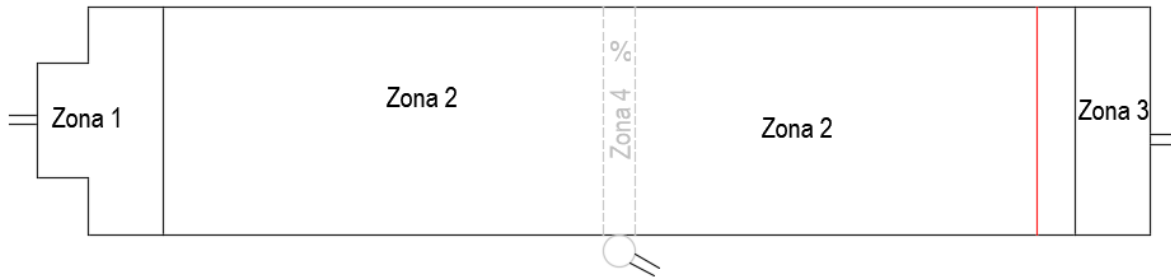
En las siguientes figuras se visualiza el desarenador y la ubicación de cada una de sus zonas en vista frontal y en vista en planta o superior.

Figura 3. Vista frontal del desarenador y sus zonas.



Fuente: Autores.

Figura 4. Vista en planta del desarenador y sus zonas.



Fuente: Autores.

11.3.1. Condiciones de diseño del desarenador

- Caudal de diseño (QMD): $Q_{diseño} = 10,8 \frac{L}{s}$
- Tamaño del diámetro mínimo de la partícula a remover: $d = 0,05 \text{ mm} = 0,005 \text{ cm}$
- Temperatura del agua: $T^{\circ}C = 23^{\circ}C$
- Porcentaje de remoción: $\% \text{ remoción} = 87,5\%$
- Grado del desarenador: $n = 2$, *pantalla con buen deflector*
- Relación longitud ancho: $L:B = 4:1$
- Viscosidad cinemática del agua a $10^{\circ}C$: $\vartheta_{10^{\circ}C} = 0,01309 \frac{cm^2}{s}$

11.3.2. Parámetros de sedimentación

11.3.2.1. Viscosidad cinemática del agua

Ecuación 24. Viscosidad cinemática del agua.

$$\vartheta_{T^{\circ}C} = \vartheta_{10^{\circ}C} * \frac{33,3}{T^{\circ}C + 23,3}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

$\vartheta_{T^{\circ}C}$: Viscosidad cinemática del agua a cualquier temperatura, $\frac{cm^2}{s}$

$\vartheta_{10^{\circ}C}$: Viscosidad cinemática del agua a 10°C, $0,01309 \frac{cm^2}{s}$

$T^{\circ}C$: Temperatura del agua, 23°C

La viscosidad cinemática es:

$$\vartheta_{23^{\circ}C} = 0,01309 * \frac{33,3}{23^{\circ}C + 23,3}$$

$$\vartheta_{23^{\circ}C} = 0,00941 \frac{cm^2}{s}$$

11.3.2.2. Velocidad de sedimentación

Ecuación 25. Velocidad de sedimentación, Stokes.

$$V_s = \frac{g * (\rho_s - \rho) * d^2}{18 * \vartheta_{T^{\circ}C}}$$

Fuente: RAS 2000, título B, ecuación B.4.3.

Donde:

V_s : Velocidad de sedimentación, $\frac{cm}{s}$

$\vartheta_{T^{\circ}C}$: Viscosidad cinemática del agua a 23°C, $0,00941 \frac{cm^2}{s}$

g : Aceleración de la gravedad, $981 \frac{cm}{s^2}$

ρ_s : Densidad de la partícula de arena, $2,65 \frac{gr}{cm^3}$

ρ : Densidad del agua, $1,0 \frac{gr}{cm^3}$

d : Diámetro de la partícula de arena, $0,005 cm$

La velocidad de sedimentación es:

$$V_s = \frac{981 * (2,65 - 1,0) * (0,005)^2}{18 * 0,00941}$$

$$V_s = 0,239 \frac{cm}{s}$$

11.3.2.3. Número de Reynolds de la partícula

La ecuación de Stokes es válida siempre y cuando el número de Reynolds de la partícula sea inferior o igual a 1,0, es decir, cuando el flujo es laminar.

Ecuación 26. Número de Reynolds de la partícula.

$$Re = \frac{V_s * d}{\nu_{T^{\circ}C}}$$

Fuente: RAS 2000, título B, ecuación B.4.4.

Donde:

Re : Número de Reynolds de la partícula.

V_s : Velocidad de sedimentación, $0,239 \frac{cm}{s}$

d : Diámetro de la partícula de arena, $0,005 \text{ cm}$

$\nu_{T^{\circ}C}$: Viscosidad cinemática del agua a $23^{\circ}C$, $0,00941 \frac{cm^2}{s}$

Es número de Reynolds es:

$$Re = \frac{0,239 * 0,005}{0,00941}$$

$$Re = 0,127$$

$$Re \leq 1$$

CHEQUEADO

11.3.2.4. Tiempo de sedimentación de la partícula

Para calcular el tiempo que tardara la partícula en llegar al fondo es necesario conocer la velocidad de sedimentación y en la profundidad del desarenador. En el diseño es recomendable una $H = 1,50 \text{ m}$ o $H = 150 \text{ cm}$.

Ecuación 27. Tiempo de sedimentación de la partícula.

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

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

T_s : Tiempo de sedimentación, *segundos*

V_s : Velocidad de sedimentación, $0,239 \frac{cm}{s}$

H : Profundidad del desarenador, 150 cm

El tiempo de sedimentación de la partícula es:

$$T_s = \frac{150}{0,239}$$

$$T_s = 628,165 \text{ s}$$

11.3.2.5. Tiempo de retención de la partícula

Tabla 40. Número de Hazen- Williams.

| Escenarios | | % Remoción | | | |
|------------|---|------------|-------|--------|-------|
| | | 50% | 75% | 87,50% | 100% |
| n=4 | Máximo teórico | 0,500 | 0,750 | 0,875 | 1,000 |
| n=3 | Muy Buen reflector | 0,730 | 1,520 | 2,370 | - |
| n=2 | Buen reflector | 0,760 | 1,660 | 2,750 | - |
| n=1 | Deflectores deficientes o sin deflectores | 1,000 | 3,000 | 7,000 | - |

Fuente: Tratamiento de agua,1904.

Para un $n = 2$ (buen deflector) con un % de remoción = 87,5% el periodo de retención hidráulico será igual a:

$$\frac{Tr}{Ts} = 2,75$$

Ecuación 28. Tiempo de retención de la partícula.

$$Tr = Ts * 2,75$$

Fuente: Autores.

Donde:

Tr : Tiempo de retención, s

T_s : Tiempo de sedimentación, 628,403 s

$$Tr = 628,165 * 2,75$$

$$Tr = 1727,454 s$$

$$Tr = 28,791 min$$

$$Tr > 20 min$$

CHEQUEADO

11.3.2.6. Volumen del desarenador

Ecuación 29. Volumen del tanque.

$$Vol = Tr * Q \text{ diseño}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Vol : Volumen del tanque, m^3

Tr : Tiempo de retención, 1727,454 s

$Q \text{ diseño}$: Caudal máximo diario QMD del proyecto, $\frac{m^3}{s}$

Para un $Q \text{ diseño} = 10,8 \frac{L}{s} = 0,0108 \frac{m^3}{s}$, el volumen del tanque es:

$$Vol = 1727,454 * 0,0108$$

$$Vol = 18,615 m^3$$

11.3.2.7. Área superficial del desarenador

Ecuación 30. Área superficial.

$$A_{sup} = \frac{Vol}{H}$$

Fuente: Autores.

Donde:

A_{sup} : Área superficial, m^2

Vol : Volumen del tanque, $18,615 m^3$

H : Profundidad del desarenador, $1,50 m$

El área superficial es:

$$A_{sup} = \frac{18,615}{1,50}$$

$$A_{sup} = 12,410 m^2$$

11.3.2.8. Dimensiones del desarenador

Para una relación de longitud ancho igual a $L : B = 4 : 1$, la longitud será:

$$\frac{L}{B} = \frac{4}{1}$$

$$L = 4 * B$$

Ecuación 31. Área superficial.

$$A_{sup} = L * B$$

Fuente: Autores.

Donde:

A_{sup} : Área superficial, $12,410 m^2$

L : Longitud del desarenador, m

B : Ancho del desarenador, m

$$A_{sup} = (4 * B) * B$$

$$A_{sup} = 4 * B^2$$

Ecuación 32. Ancho del desarenador.

$$B = \sqrt{\frac{A_{sup}}{4}}$$

Fuente: Autores.

Donde:

B : Ancho del desarenador, m

A_{sup} : Área superficial, $12,410 m^2$

El ancho del desarenador es:

$$B = \sqrt{\frac{12,410}{4}}$$

$$B = 1,761 m$$

$$B = 1,8 m$$

Ecuación 33. Longitud del desarenador.

$$L = 4 * B$$

Fuente: Autores.

Donde:

L : Longitud del desarenador, m

B : Ancho del desarenador, $1,8 m$

La longitud del desarenador será:

$$L = 4 * 1,8$$

$$L = 7,2 \text{ m}$$

11.3.2.9. Carga hidráulica superficial del desarenador

Ecuación 34. Carga hidráulica superficial del desarenador.

$$q = \frac{Q \text{ diseño}}{A \text{ sup recalculada}}$$

Fuente: Autores.

Donde:

q : Carga hidráulica superficial del tanque, $\frac{m^3}{m^2 * día}$

$Q \text{ diseño}$: Caudal máximo diario QMD del proyecto, $\frac{m^3}{día}$

$A \text{ sup recalculada}$: Área superficial recalculada, $12,960 \text{ m}^2$

Con un $Q \text{ diseño} = 0,0108 \frac{m^3}{s}$ es necesario realizar la conversión a $\frac{m^3}{día}$, el $Q \text{ diseño}$ en $\frac{m^3}{día}$ es:

$$Q \text{ diseño} = 0,0108 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{día}$$

$$Q \text{ diseño} = 931,046 \frac{m^3}{día}$$

La carga hidráulica superficial del tanque es:

$$q = \frac{Q \text{ diseño}}{A \text{ sup recalculada}}$$

$$q = \frac{Q \text{ diseño}}{L * B}$$

$$q = \frac{931,046}{7,2 * 1,8}$$

$$q = 71,840 \frac{m^3}{m^2 * día}$$

$$15 \frac{m^3}{m^2 * día} \leq q \leq 80 \frac{m^3}{m^2 * día}$$

CHEQUEADO

11.3.2.10. Diámetro mínimo removido

Como la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas (V_o) es igual a la carga hidráulica superficial (q), se puede hallar el diámetro mínimo removido en el proceso de sedimentación.

$$q = 71,840 \frac{m^3}{m^2 * día} * \frac{1 día}{86400 s}$$

$$q = 0,00083 \frac{m}{s}$$

$$q = V_o$$

$$V_o = 0,00083 \frac{m}{s}$$

$$V_o = 0,083 \frac{cm}{s}$$

El diámetro mínimo removido se halla despejando diámetro de la ecuación del cálculo de la velocidad de sedimentación, como se indica en la siguiente ecuación:

Ecuación 35. Diámetro mínimo removido.

$$d = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \vartheta_{T^{\circ}C}}{g * (\rho_s - \rho)}}$$

Fuente: Autores.

Donde:

d : Diámetro de la partícula de arena, cm

$\vartheta_{T^{\circ}C}$: Viscosidad cinemática del agua a $23^{\circ}C$, $0,00941 \frac{cm^2}{s}$

V_o : Velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas, $0,083 \frac{cm}{s}$

g : Aceleración de la gravedad, $981 \frac{cm}{s^2}$

ρ_s : Densidad de la partícula de arena, $2,65 \frac{gr}{cm^3}$

ρ : Densidad del agua, $1,0 \frac{gr}{cm^3}$

El diámetro mínimo removido es:

$$d = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \vartheta_{23^\circ C}}{g * (\rho_s - \rho)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0,083 * 18 * 0,00941}{981 * (2,65 - 1)}}$$

$$d = 0,003 \text{ cm}$$

$$d = 0,030 \text{ mm}$$

Teóricamente, se removerían partículas hasta de $0,003 \text{ mm}$, pero en condiciones reales el diámetro de las partícula para ser removidas es de $0,005 \text{ mm}$.

11.3.2.11. Velocidad horizontal

Ecuación 36. Velocidad horizontal.

$$V_h = \frac{V_o * L}{H}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

V_h : Velocidad horizontal, $\frac{cm}{s}$

V_o : Velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas, $0,083 \frac{cm}{s}$

L : Longitud del desarenador, $7,2 \text{ m}$

H : Profundidad del desarenador, $1,50 \text{ m}$

La velocidad horizontal es:

$$Vh = \frac{0,083 * 7,2}{1,5}$$

$$Vh = 0,399 \frac{cm}{s}$$

$$Vh < 25 \frac{cm}{s}$$

$$0,399 < 25 \frac{cm}{s}$$

CHEQUEADO

11.3.2.12. Velocidad horizontal máxima

Ecuación 37. Velocidad horizontal máxima.

$$Vh \text{ máx} = 20 * Vs$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

$Vh \text{ máx}$: Velocidad horizontal máxima, $\frac{cm}{s}$

Vs : Velocidad de sedimentación, $0,239 \frac{cm}{s}$

La velocidad horizontal máxima es:

$$Vh \text{ máx} = 20 * 0,239$$

$$Vh \text{ máx} = 4,776 \frac{cm}{s}$$

$$Vh < Vh \text{ máx}$$

$$0,399 < 4,776$$

CHEQUEADO

11.3.2.13. Velocidad de suspensión máxima

Ecuación 38. Velocidad de suspensión máxima.

$$Va = \sqrt{\frac{8 * k}{f} * g * (\rho_s - \rho) * d}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

Va : Velocidad de suspensión máxima, $\frac{cm}{s}$

k : Constante para la sedimentación de arenas, 0,04

f : Constante para la sedimentación por simple acción de la gravedad, cuando no hay coagulación, 0,03

g : Aceleración de la gravedad, $981 \frac{cm}{s^2}$

ρ_s : Densidad de la partícula de arena, $2,65 \frac{gr}{cm^3}$

ρ : Densidad del agua $1,0 \frac{gr}{cm^3}$

d : Diámetro de la partícula de arena, $0,005 \text{ cm}$

La velocidad de suspensión máxima es:

$$Va = \sqrt{\frac{8 * 0,04}{0,03} * 981 * (2,65 - 1) * 0,005}$$

$$Va = 9,291 \frac{cm}{s}$$

$$Vh \leq \frac{Va}{3}$$

$$0,399 \leq \frac{9,291}{3}$$

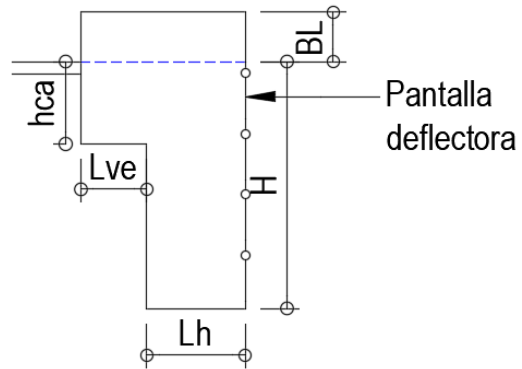
$$0,399 \leq 3,097$$

CHEQUEADO

11.3.3. Elementos del desarenador

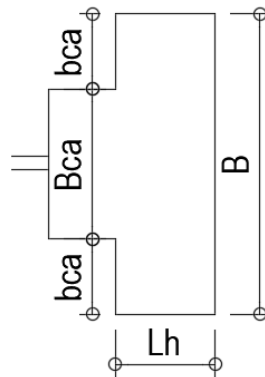
11.3.3.1. Zona de entrada

Figura 5. Vista frontal de la zona de entrada.



Fuente: Autores.

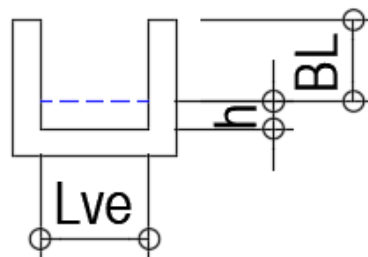
Figura 6. Vista en planta de la zona de entrada.



Fuente: Autores.

- **Vertedero de excesos**

Figura 7. Vista frontal del vertedero de excesos rectangular.



Fuente: Autores.

Ecuación 39. Altura del vertedero de excesos.

$$h = \frac{BL}{3}$$

Fuente: Autores.

Donde:

h : Altura del agua que se rebosa o excede, m .

BL : Borde libre entre lamina de agua y borde de la estructura, $0,30 m$.

Lve : Longitud o ancho del vertedero de excesos, m .

La altura del agua que se rebosa es:

$$h = \frac{0,30}{3}$$

$$h = 0,10 m$$

La longitud del vertedero de excesos (Lve) se halla del despeje de la ecuación de caudal máximo captado ($Q \text{ máx captado}$). Para esto es necesario conocer:

$$Q \text{ máx captado} = Q \text{ diseño captación}$$

$$Q \text{ diseño captación} = 2 * QMD$$

$$Q \text{ diseño captación} = 2 * 10,8 \frac{L}{s}$$

$$Q \text{ diseño captación} = 21,6 \frac{L}{s} = 0,0216 \frac{m^3}{s}$$

$$Q \text{ diseño captación} = Q \text{ máx captado}$$

$$Q \text{ máx captado} = 0,0216 \frac{m^3}{s}$$

$$Q \text{ máx captado} = 1,84 * Lve * h^{\frac{3}{2}}$$

Ecuación 40. Longitud del vertedero de excesos.

$$Lve = \frac{Q \text{ máx captado}}{1,84 * h^{\frac{3}{2}}}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Lve : Longitud o ancho del vertedero de excesos, m .

$Q \text{ máx captado}$: Caudal de diseño de la captación, $0,0216 \frac{m^3}{s}$

h : Altura del agua que se rebosa o excede, $0,10 m$.

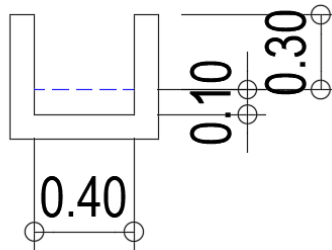
la longitud del vertedero de excesos es:

$$Lve = \frac{0,021552}{1,84 * 0,10^{\frac{3}{2}}}$$

$$Lve = 0,377 m$$

$$Lve \approx 0,4 m$$

Figura 8. Dimensiones del vertedero de excesos rectangular.



Fuente: Autores.

La longitud o ancho del vertedero de excesos es $Lve = 0,4 m$, la altura del borde libre es $BL = 0,30 m$ y la altura de agua que se rebosa es $h = 0,10 m$.

- **Cámara de quietamiento.**

Ecuación 41. Altura de la cámara de quietamiento.

$$hca = \frac{H}{3}$$

Fuente: Autores.

Donde:

hca : Altura cámara de quietamiento, m .

H : Profundidad del desarenador, 1,50 m .

La altura de la cámara de quietamiento es:

$$hca = \frac{1,5}{3}$$

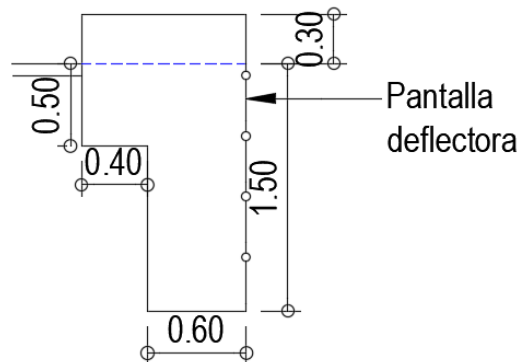
$hca = 0,50 m$.

Lh : Longitud promedio de hombros de una persona, longitud ideal para la entrada de operario para realizar mantenimiento o limpieza, m

$$Lh \text{ mín} = 0,60 m$$

La longitud promedio de hombros de una persona es $Lh = 0,60 m$.

Figura 9. Dimensiones de la cámara de quietamiento en vista frontal.



Fuente: Autores.

La profundidad o altura del desarenador es $H = 1,50 \text{ m}$, la altura promedio de hombros de una persona es $Lh = 0,60 \text{ m}$ y la altura de la cámara de quietamiento es $hca = 0,50 \text{ m}$.

Ecuación 42. Ancho menor de la cámara de quietamiento.

$$bca = \frac{B}{4}$$

Fuente: Autores.

Donde:

B : Ancho del desarenador, $1,8 \text{ m}$.

bca : Ancho menor de la cámara de quietamiento, m .

El ancho menor de la cámara de quietamiento es:

$$bca = \frac{1,8}{4}$$

$$bca = 0,45 \text{ m}.$$

Ecuación 43. Ancho mayor de la cámara de quietamiento.

$$Bca = \frac{B}{2}$$

Fuente: Autores.

Donde:

B : Ancho del desarenador, $1,8 \text{ m}$.

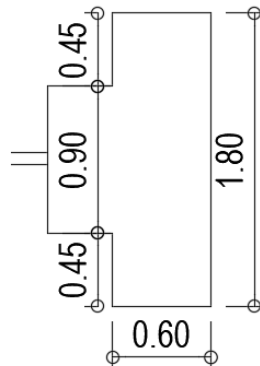
Bca : Ancho mayor de la cámara de quietamiento, m .

El ancho mayor de la cámara de quietamiento es:

$$Bca = \frac{1,8}{2}$$

$$Bca = 0,90 \text{ m}.$$

Figura 10. Dimensiones de la cámara de aquietamiento en vista en planta.



Fuente: Autores.

El ancho del desarenador es $B = 1,80 \text{ m}$, el ancho menor de la cámara de aquietamiento es $bca = 0,45 \text{ m}$ y el ancho mayor de la cámara de aquietamiento es $Bca = 0,90 \text{ m}$.

- **Pantalla deflectora.**

Para el diseño se debe asumir la velocidad del flujo que pasa por los orificios de la pantalla deflectora, sin olvidar que la $V_{\text{orificio}} \leq 0,10 \frac{\text{m}}{\text{s}}$. Para este diseño se asume una $V_{\text{orificio}} = 0,10 \frac{\text{m}}{\text{s}}$.

$$Q_{\text{diseño}} = V_{\text{orificio}} * \text{Área total}$$

Ecuación 44. Área total de la pantalla deflectora.

$$\text{Área total} = \frac{Q_{\text{diseño}}}{V_{\text{orificio}}}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Área total : Área total de la pantalla deflectora, m^2

$Q_{\text{diseño}}$: Caudal máximo diario QMD del proyecto, $0,010776 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$

V_{orificio} : Velocidad del flujo que pasa por los orificios, $10 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

El área total de la pantalla deflectora es :

$$\text{Área total} = \frac{0,010776}{0,10}$$

$$\text{Área total} = 0,108 \text{ m}^2$$

Una pantalla deflectora funcional es aquella que tiene varios orificios bien distribuidos pero de diámetro pequeño.

En diseño el diámetro mínimo de orificio es $d_{\text{orificio}} = 3'' = 0,0762 \text{ m}$.

Ecuación 45. Número de orificios de la pantalla deflectora.

$$N^{\circ} \text{ de orificios} = \frac{\text{Área total}}{A_{\text{orificio } 3''}}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

$N^{\circ} \text{ de orificios}$: Número de orificios de la pantalla deflectora, *unidad*.

Área total : Área total de la pantalla deflectora, $0,10776 \text{ m}^2$.

$A_{\text{orificio } 3''}$: Área de un orificio de diámetro $3''$, m^2 .

$$A_{\text{orificio } 3''} = \pi * \frac{d^2}{4}$$

El número de orificios de la pantalla deflectora es:

$$N^{\circ} \text{ de orificios} = \frac{\text{Área total}}{A_{\text{orificio } 3''}}$$

$$N^{\circ} \text{ de orificios} = \frac{\text{Área total}}{\pi * \frac{d^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ de orificios} = \frac{0,10776}{\pi * \frac{0,0762^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ de orificios} = 23,630 \text{ orificios}$$

$$N^{\circ} \text{ de orificios} \approx 24 \text{ orificios}$$

La distribución de los orificios de la pantalla deflectora depende de la relación que hay entre $\frac{B}{H} \approx \frac{\text{Columnas}}{\text{Filas}}$.

$$\frac{B}{H} = \frac{1,8 \text{ m}}{1,5 \text{ m}}$$

$$\frac{B}{H} = 1,2$$

La relación entre $\frac{\text{Columnas}}{\text{Filas}}$ depende del número más cercano mayor o menor a 1,2.

Tabla 41. Relación entra columnas y filas de los orificios de la pantalla deflectora.

| Columnas | Filas | $\frac{\text{Columnas}}{\text{Filas}}$ |
|----------|-------|--|
| 1 | 24 | 0,04 |
| 2 | 12 | 0,17 |
| 3 | 8 | 0,38 |
| 4 | 6 | 0,67 |
| 5 | 5 | 1,00 |
| 6 | 4 | 1,50 |
| 7 | 4 | 1,75 |

Fuente: Autores.

Según la tabla anterior, la relación $\frac{\text{Columnas}}{\text{Filas}}$ mas cercana a $\frac{B}{H} = 1,2$ es cuando $\frac{\text{Columnas}}{\text{Filas}} = 1,0$, con un número de *columnas* = 5 y numero de *filas* = 5.

Donde se debe cumplir:

$$\text{Columnas} * \text{Filas} \geq N^{\circ} \text{ de orificios}$$

$$\text{Columnas} * \text{Filas} \geq 24 \text{ orificios}$$

$$5 * 5 \geq 24 \text{ orificios}$$

$$25 \text{ orificios} \geq 24 \text{ orificios}$$

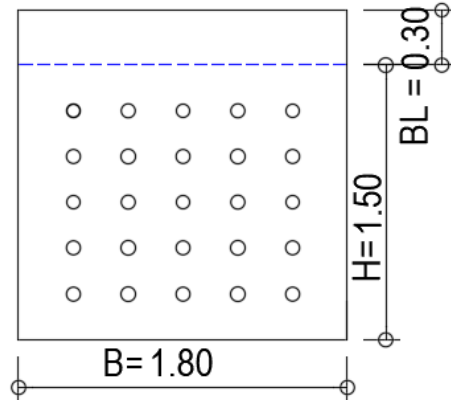
CHEQUEADO

Entonces el número de orificios diseñado es:

$$\text{Columnas} * \text{Filas} = N^{\circ} \text{ de orificios}$$

$$5 * 5 = 25 \text{ orificios}$$

Figura 11. Vista en perfil de la pantalla deflectora.



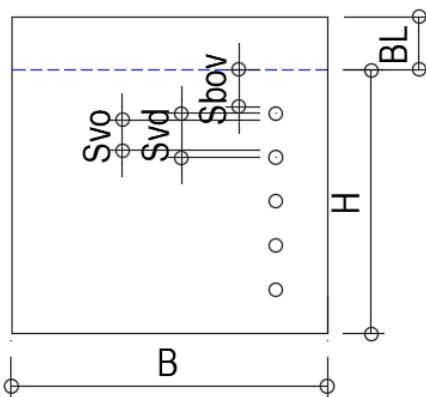
Fuente: Autores.

Para terminar el diseño de la pantalla deflectora es necesario realizar el chequeo de la distribución de los orificios, es decir, si se cumplen los espacios entre orificios tanto verticales como horizontales y el espacio entre el orificio y el borde. Sin olvidar que la mínima distancia entre el orificio y el borde es $0,2 \text{ m}$.

Las separaciones entre orificios y el borde son:

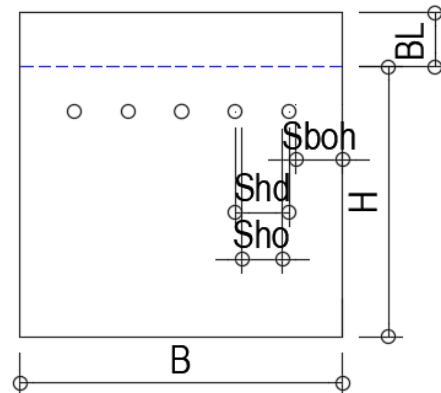
- La separación vertical entre el borde y el orificio es igual a $S_{bov} = 0,21 \text{ m}$
- La separación horizontal entre el borde y el orificio es igual a $S_{boh} = 0,26 \text{ m}$

Figura 12. Ubicación de las separaciones verticales de la pantalla deflectora.



Fuente: Autores.

Figura 13. Ubicación de las separaciones horizontales de la pantalla deflectora.



Fuente: Autores.

Las separaciones entre los diámetros de los orificios se calculan así:

Ecuación 46. Separación vertical entre diámetros de orificios.

$$Svd = \frac{H}{Filas + 1}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Svd : Separación vertical entre diámetros de orificios, *m*.

H mín: Profundidad mínima, 1,50 *m*.

Filas : Número de filas de la pantalla deflectora, 5 *Filas*.

La separación vertical entre diámetros de orificios es:

$$Svd = \frac{1,5}{5 + 1}$$

$$Svd = \frac{1,5}{6}$$

$$Svd = 0,25 \text{ m}$$

Ecuación 47. Separación horizontal entre diámetros de orificios.

$$Shd = \frac{B}{columnas + 1}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Shd : Separación horizontal entre diámetros de orificios, *m*.

B : Ancho del desarenador, 1,8 *m*.

Columnas : Número de columnas de la pantalla deflectora, 5 *Columnas*.

La separación horizontal entre diámetros de orificios es:

$$Shd = \frac{1,8}{5 + 1}$$

$$Shd = \frac{1,8}{6}$$

$$Shd = 0,3 \text{ m}$$

Las separaciones entre orificios se calculan así:

Ecuación 48. Separación vertical entre orificios.

$$Svo = Svd - d_{3''}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Svo : Separación vertical entre orificios, *m*.

Svd : Separación vertical entre diámetros de orificios, 0,25 *m*.

*d*_{3''} : Diámetro de un orificio de 3", 0,0762 *m*.

La separación vertical entre orificios es:

$$Svo = Svd - d_{3''}$$

$$Svo = 0,25 - 0,0762$$

$$S_{vo} = 0,1738 \text{ m}$$

Ecuación 49. Separación horizontal entre orificios.

$$S_{ho} = S_{hd} - d_{3''}$$

Fuente: Autores.

Donde:

S_{ho} : Separación horizontal entre orificios, m .

S_{hd} : Separación horizontal entre diámetros de orificios, $0,3 \text{ m}$.

$d_{3''}$: Diámetro de un orificio de $3''$, $0,0762 \text{ m}$.

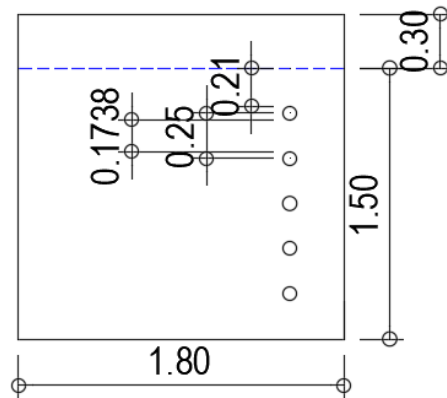
La separación horizontal entre orificios es:

$$S_{ho} = S_{hd} - d_{3''}$$

$$S_{ho} = 0,3 - 0,0762$$

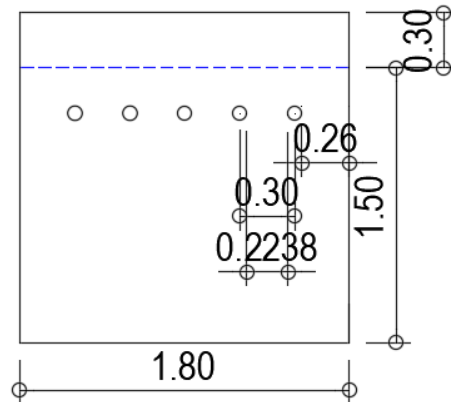
$$S_{ho} = 0,2238 \text{ m}$$

Figura 14. Dimensiones de separaciones verticales de la pantalla deflectora.



Fuente: Autores.

Figura 15. Dimensiones de separaciones horizontales de la pantalla deflectora.



Fuente: Autores.

Los chequeos de las dimensiones calculan así:

Ecuación 50. Altura vertical de la pantalla deflectora.

$$h_v = (2 * S_{bvo}) + (4 * S_{vo}) + (5 * d_{3''})$$

Fuente: Autores.

Donde:

h_v : Altura vertical de pantalla deflectora, m .

S_{bov} : Separación vertical entre el borde y el orificio, $0,21 m$.

S_{vo} : Separación vertical entre orificios, $0,1738 m$.

$d_{3''}$: Diámetro de un orificio de 3" , $0,0762 m$.

La altura vertical de la pantalla deflectora será:

$$h_v = (2 * 0,21) + (4 * 0,1738) + (5 * 0,0762)$$

$$h_v = 1,496 m$$

$$h_v \leq H$$

$$1,496 m \leq 1,50 m$$

CHEQUEADO

Ecuación 51. Ancho horizontal de la pantalla deflectora.

$$bh = (2 * Sboh) + (4 * Sho) + (5 * d_{3''})$$

Fuente: Autores.

Donde:

bh : Ancho horizontal de pantalla deflectora, m .

$Sboh$: Separación horizontal entre el borde y el orificio, $0,26 m$.

Sho : Separación vertical entre orificios, $0,2238 m$.

$d_{3''}$: Diámetro de un orificio de $3''$, $0,0762 m$.

El ancho de la pantalla deflectora será:

$$bh = (2 * Sboh) + (4 * Sho) + (5 * d_{3''})$$

$$bh = (2 * 0,26) + (4 * 0,2238) + (5 * 0,0762)$$

$$bh = 1,796 m$$

$$bh \leq B$$

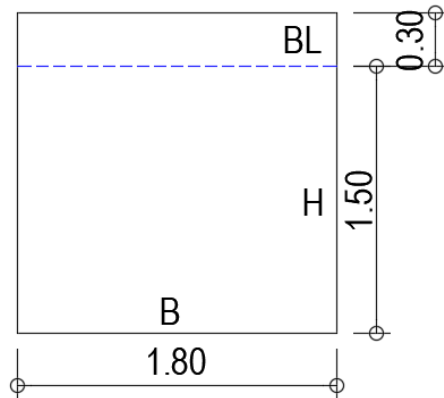
$$1,796 m \leq 1,80 m$$

CHEQUEADO

11.3.3.2. Zona de sedimentación

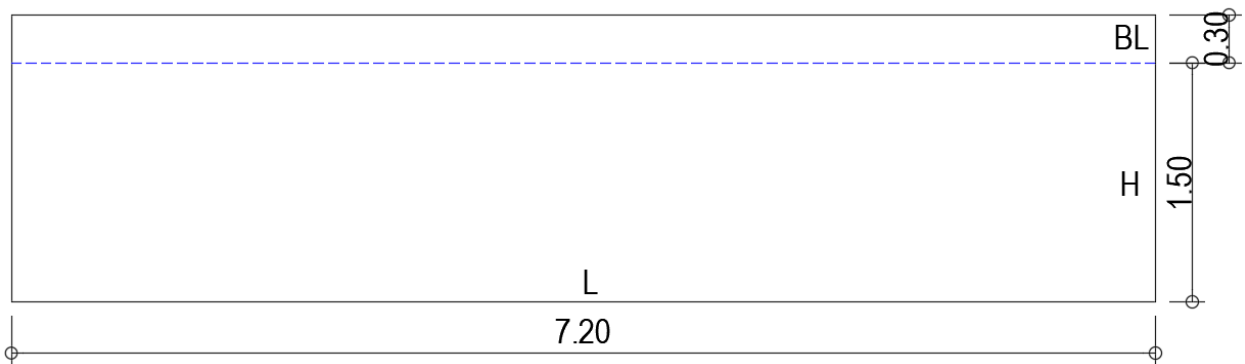
Las dimensiones de la zona de sedimentación, calculadas anteriormente son: ancho de $B = 1,80 m$, altura o profundidad de $H = 1,50 m$ y longitud de $L = 7,20 m$.

Figura 16. Vista en perfil de la zona de sedimentación.



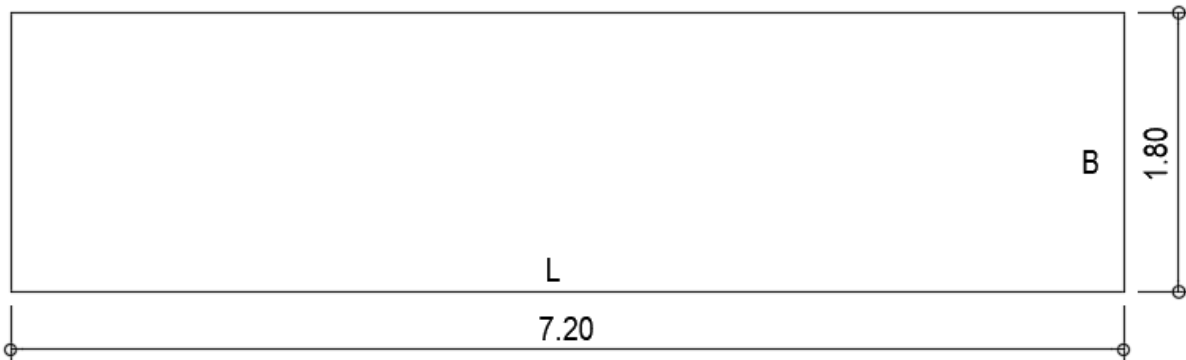
Fuente: Autores.

Figura 17. Vista frontal de la zona de sedimentación.



Fuente: Autores.

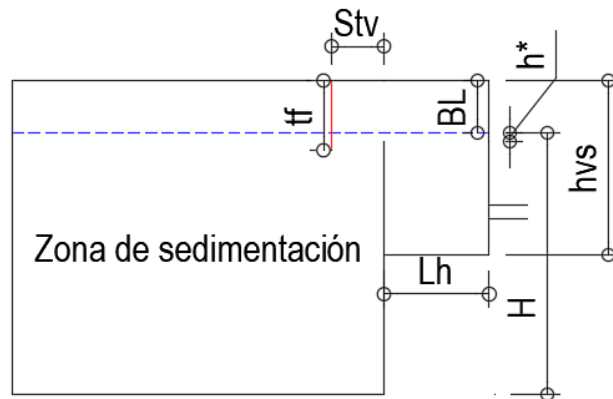
Figura 18. Vista en planta de la zona de sedimentación.



Fuente: Autores.

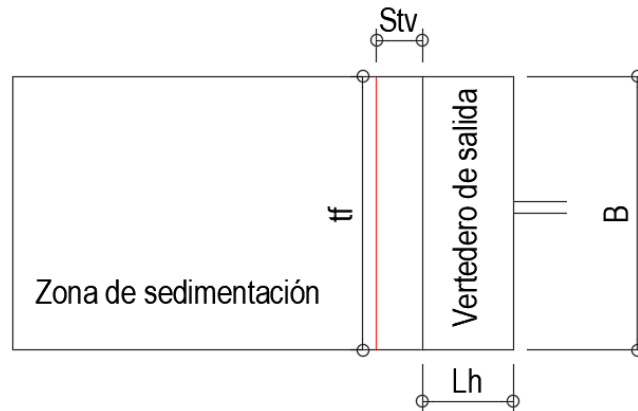
11.3.3.3. Zona de salida

Figura 19. Vista frontal de la zona de salida.



Fuente: Autores.

Figura 20. Vista en planta de la zona de salida.



Fuente: Autores.

- **Vertedero de salida**

La altura con la que se disminuirá la profundidad del desarenador (h^*) se halla del despeje de la ecuación de caudal de diseño ($Q_{diseño}$), así como se muestra en la siguiente ecuación.

$$Q_{diseño} = 1,84 * B * h^{*2}$$

Ecuación 52. Altura con la que disminuye la profundidad del desarenador.

$$h^* = \left(\frac{Q \text{ diseño}}{1,84 * B} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

$Q \text{ diseño}$: Caudal máximo diario QMD del proyecto, $0,0108 \frac{m^3}{día}$.

B : Ancho del desarenador, $1,8 m$.

h^* : Altura con la que el muro baja la profundidad del tanque, m .

La altura con la que el muro disminuye es:

$$h^* = \left(\frac{0,0108}{1,84 * 1,8} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h^* = 0,0219 m$$

$$h^* \approx 0,02 m$$

Ecuación 53. Altura actual del desarenador en zona de salida.

$$Ha = H - h^*$$

Fuente: Autores.

Donde:

Ha : Altura actual del desarenador en zona de salida, m .

h^* : Altura con la que el muro baja la profundidad del tanque, $0,02 m$.

H : Profundidad del desarenador, $1,50 m$.

La altura actual del desarenador en zona de salida será:

$$Ha = 1,5 - 0,02$$

$$Ha = 1,48 m$$

El vertedero de salida cerrado se encuentra ubicado después de la trampa flotante y tiene una altura mínima de $Hvs\ mín = 1,0\ m$.

Donde:

Hvs : Altura del vertedero de salida, m

Por lo tanto, La altura del vertedero de salida es $Hvs = 1,0\ m$.

- **Trampa flotante.**

El material de la trampa flotante usualmente es madera, ya que tiene poco mantenimiento, poca corrosión y en caso de daño es fácil de reemplazar.

Ecuación 54. Altura de la trampa flotante.

$$tr = BL + 0,10$$

Fuente: Autores.

Donde:

tr : Altura de la trampa flotante en madera, m

BL : Borde libre entre lamina de agua y borde de la estructura, $0,30\ m$

La altura de la trampa flotante es:

$$tr = 0,30 + 0,10$$

$$tr = 0,40\ m$$

Ecuación 55. Separación entre la trampa flotante y el vertedero de salida.

$$Stv = 15 * h^*$$

Fuente: Autores.

Donde:

Stv : Separación entre la trampa flotante y el vertedero de salida, m .

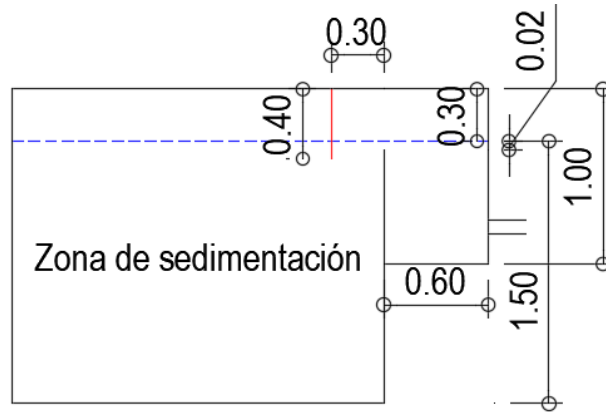
h^* : Altura con la que el muro baja la profundidad del tanque, $0,02\ m$.

La separación entre la trampa flotante y el vertedero de salida es:

$$Stv = 15 * 0,02$$

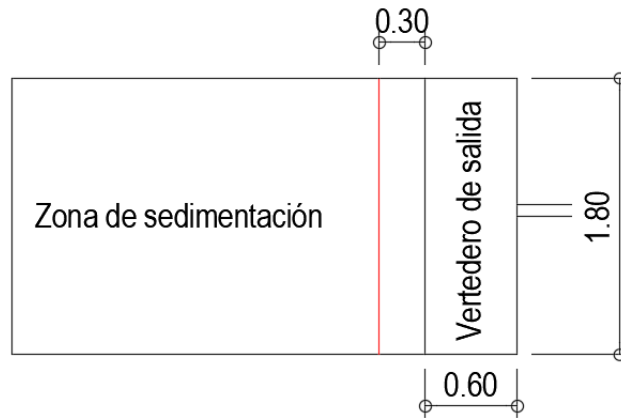
$$Stv = 0,30 \text{ m}$$

Figura 21. Dimensiones de la zona de salida en vista frontal.



Fuente: Autores.

Figura 22. Dimensiones de la zona de salida en vista en planta.

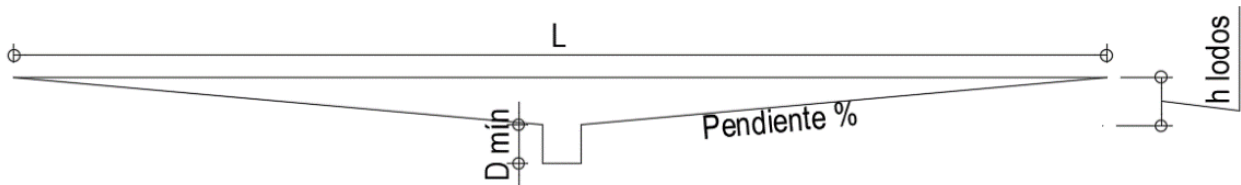


Fuente: Autores.

La altura con la que el muro del vertedero de salida disminuye es $h^* = 0,02 \text{ m}$, la altura actual del desarenador al entrar al vertedero de salida es $Ha = 1,48 \text{ m}$, la altura del vertedero de salida es $Hvs = 1,0 \text{ m}$, la altura de la trampa flotante es $tr = 0,40 \text{ m}$ y la separación entre la trampa flotante y el vertedero de salida es $Stv = 0,30 \text{ m}$.

11.3.3.4. Zona de lodos

Figura 23. Vista frontal de la zona de lodos.



Fuente: Autores.

Ecuación 56. Altura de zona de lodos.

$$h \text{ lodos} = \text{pendiente } \% * \frac{L}{2}$$

Fuente: Autores.

Donde:

$h \text{ lodos}$: Altura de zona de lodos, m .

L : Longitud del desarenador, $7,2 m$.

$\frac{L}{2}$: Mitad de la longitud del desarenador, $3,6 m$.

$$\text{Pendiente mín} \geq 2\%$$

$\text{Pendiente } \%$: Pendiente necesaria para evitar el depósito de lodos en la paredes del desarenador ($9 \% = 0,09$).

La altura de la zona de lodos es:

$$h \text{ lodos} = 9 \% * \frac{7,2}{2}$$

$$h \text{ lodos} = 0,09 * 3,60$$

$$h \text{ lodos} = 0,324 m$$

$$h \text{ lodos} \approx 0,32 m$$

La altura de la zona de lodos es $h \text{ lodos} = 0,32 m$.

Ecuación 57. Volumen de tolva en zona de lodos.

$$Vol\ tolva = \frac{L * h\ lodos}{2} * B$$

Fuente: Autores.

Donde:

Vol tolva : volumen tolva zona de lodos, m^3 .

L : Longitud del desarenador, 7,2 m.

B : Ancho del desarenador, 1,8 m.

h lodos : Altura de zona de lodos, 0,32 m.

El volumen de tolva de la zona de lodos es:

$$Vol\ tolva = \frac{7,2 * 0,32}{2} * 1,8$$

$$Vol\ tolva = 2,074\ m^3$$

Ecuación 58. Volumen en zona de sedimentación.

$$Vol\ de\ sedimentación = L * B * H$$

Fuente: Autores.

Donde:

L : Longitud del desarenador, 7,2 m.

B : Ancho del desarenador, 1,8 m.

H : Profundidad del desarenador, 1,50 m.

El volumen en zona de sedimentación es:

$$Vol\ de\ sedimentación = 7,2 * 1,8 * 1,5$$

$$Vol\ de\ sedimentación = 19,44\ m^3$$

$$Vol\ tolva \geq 10\% Vol\ zona\ de\ sedimentación$$

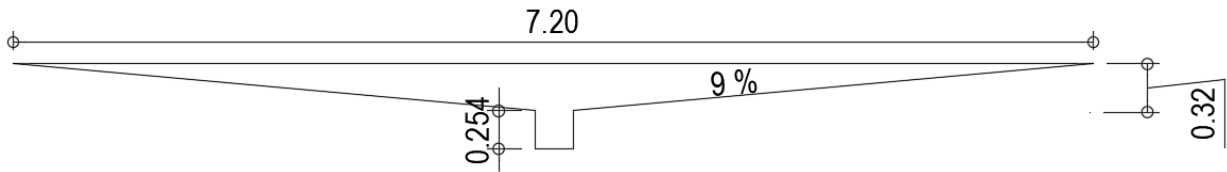
$$2,074 \geq 0,10 * 19,44$$

$$2,074 \text{ m}^3 \geq 1,944 \text{ m}^3$$

CHEQUEADO

El diámetro mínimo de la válvula de compuerta de lavado de la zona de lodos es $D_{\text{mín}} \geq 10'' = D_{\text{mín}} \geq 0,254 \text{ m}$. como recomendación se tomó el diámetro igual a: $D_{\text{mín}} = 0,254 \text{ m}$.

Figura 24. Dimensiones de la zona de lodos en vista frontal.

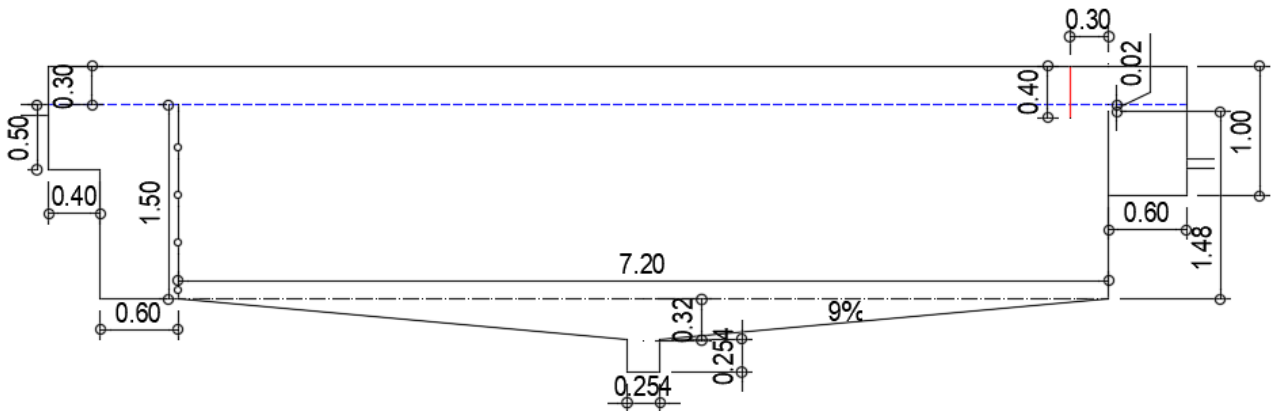


Fuente: Autores.

11.3.4. Diseño del desarenador

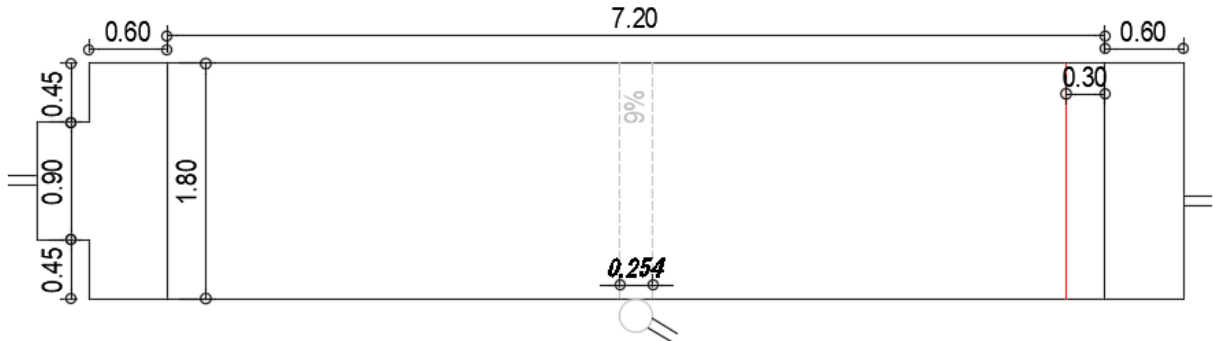
Después del cálculo de todos los elementos que componen esta estructura hidráulica, se obtiene el diseño detallado del desarenador en vista frontal y superior.

Figura 25. Dimensiones del desarenador en vista frontal.



Fuente: Autores.

Figura 26. Dimensiones del desarenador en vista superior.



Fuente: Autores.

11.4. SISTEMAS DE BOMBEO

Los sistemas de bombeo o estaciones de bombeo permiten la toma de agua directa o indirectamente de la fuente de abastecimiento y la impulsan hacia un tanque de almacenamiento/compensación o directamente a la red de distribución. Estos sistemas de bombeo están compuestos de equipos, tuberías y accesorios.

Los sistemas de bombeo empleados en zona rural están conformados por:

- Pozo o cámara de succión.
- Válvula de pie con coladera.
- Tubería de succión.
- Válvula de compuerta.
- Reducción excéntrica.
- Bomba.
- Ampliación.
- Válvula de retención.
- válvula de compuerta.
- Tubería de impulsión.
- Tubería de limpieza.
- Tablero de control.
- Accesorios: Codos de 90° y tees.

Dentro del acueducto del caso estudio es necesario la planificación de sistemas de bombeo en dos tramos del proyecto, por la topografía de la zona y las elevadas diferencias de alturas entre las estructuras hidráulicas. Por esto, se deben diseñar

dos sistemas de bombeo para asegurar presiones adecuadas de agua en la conducción entre el desarenador y los tanques de compensación.

Los tramos con sistema de bombeo son:

1. Tramo Desarenador a Lisboa.

Este sistema de bombeo se encuentra ubicado entre el desarenador y el tanque de compensación de la vereda Lisboa, con una diferencia de altura de 330,5 m.

El caudal máximo diario (QMD) necesario para este tramo es igual al caudal máximo diario de todo el proyecto.

$$QMD \text{ tramo desarenador a Lisboa} = QMD \text{ proyecto}$$

$$QMD \text{ proyecto} = QMD_{Lisboa} + QMD_{Angelinos} + QMD_{Portugal} + QMD_{La Renta}$$

$$QMD \text{ proyecto} = 0,7 + 1,1 + 6 + 2,9$$

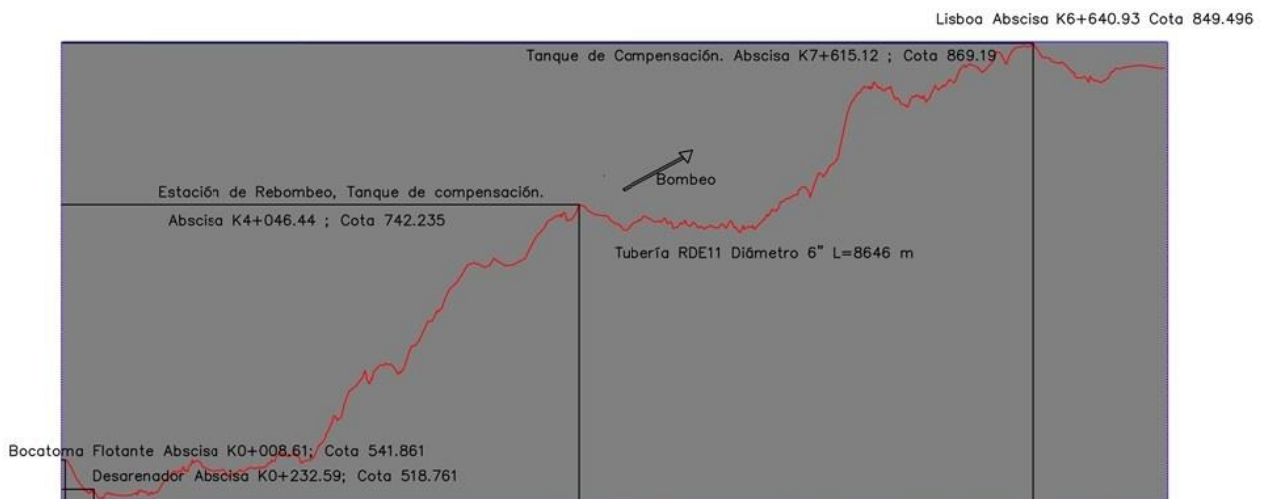
$$QMD \text{ proyecto} = 10,8 \frac{L}{s}$$

$$QMD \text{ tramo desarenador a Lisboa} = 10,8 \frac{L}{s}$$

$$QMD \text{ tramo desarenador a Lisboa} = 0,0108 \frac{m^3}{s}$$

El caudal máximo diario del tramo desarenador a Lisboa es $QMD = 0,0108 \frac{m^3}{s}$.

Figura 27. Perfil tramo por bombeo desarenador a Lisboa.



Fuente: Autores.

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

El segundo sistema de bombeo se encuentra ubicado entre el tanque de compensación de Lisboa y el tanque de compensación de la vereda Angelinos, con una diferencia de altura de 293,09 m.

El caudal máximo diario (QMD) necesario para este tramo es igual al caudal máximo diario de la vereda Portugal y Angelinos.

$$QMD \text{ tramo Lisboa a Angelinos} = QMD \text{ Portugal} + QMD \text{ Angelinos}$$

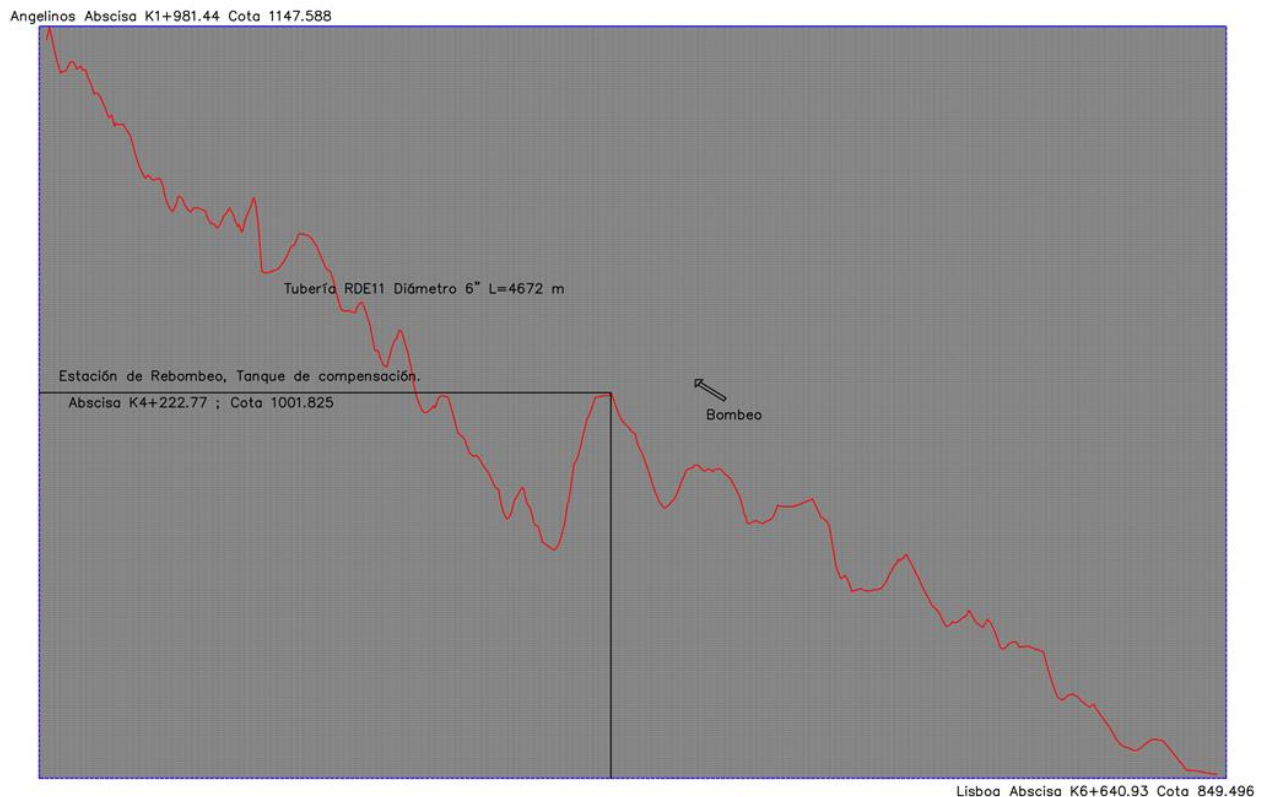
$$QMD \text{ tramo Lisboa a Angelinos} = 6 + 1,1$$

$$QMD \text{ tramo Lisboa a Angelinos} = 7,1 \frac{L}{s}$$

$$QMD \text{ tramo Lisboa a Angelinos} = 0,0071 \frac{m^3}{s}$$

El caudal máximo diario del tramo Lisboa a Angelinos es $QMD = 0,0071 \frac{m^3}{s}$.

Figura 28. Perfil tramo por bombeo Lisboa a Angelinos.



Fuente: Autores.

11.4.1. Capacidad del sistema de bombeo

11.4.1.1. Periodo de bombeo

El número de horas de bombeo depende del rendimiento de la fuente, el consumo del agua, la disponibilidad de energía y el costo de operación.

Por razones económicas y operativas, para los niveles de complejidad del sistema medio y bajo, es recomendable un tiempo de bombeo de $12 \frac{h}{día}$. Sin embargo, el periodo de bombeo es de $8 \frac{h}{día}$ distribuidas en horario nocturno, condiciones proporcionadas por ISAGEN S.A. E.S.P.

11.4.1.2. Caudal de diseño

Cuando el sistema de bombeo va dirigido a un tanque de almacenamiento, la capacidad de la tubería de succión, el equipo de bombeo y la tubería de impulsión deben ser calculadas con base al caudal máximo diario (QMD).

Por lo tanto, el cálculo del caudal de bombeo (Q_{bombeo}) es obtenido a partir del caudal máximo diario (QMD) si el bombeo se realiza de forma continua. Como es imposible bombear las 24 horas del día por las condiciones anteriormente mencionadas, es necesario multiplicar el QMD por un factor de horas de bombeo (h_{bombeo}).

Ecuación 59. Caudal de bombeo.

$$Q_{bombeo} = \frac{QMD * 24 \text{ horas}}{h_{bombeo}}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

Q_{bombeo} : Caudal de bombeo, $\frac{L}{s}$.

QMD : Caudal máximo diario, $\frac{L}{s}$.

h_{bombeo} : Horas permitidas para realizar bombeo al día, 8 horas.

Los caudales de bombeo de los tramos son:

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

$$QMD = 10,8 \frac{L}{s}$$

$h \text{ bombeo} = 8 \text{ horas}$

$$Q \text{ bombeo} = \frac{10,8 * 24 \text{ horas}}{8 \text{ horas}}$$

$$Q \text{ bombeo} = 32,329 \frac{L}{s}$$

$$Q \text{ bombeo} = 0,032 \frac{m^3}{s}$$

El caudal de bombeo del tramo desarenador a Lisboa es: $Q \text{ bombeo} = 0,032 \frac{m^3}{s}$.

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

$$QMD = 7,1 \frac{L}{s}$$

$h \text{ bombeo} = 8 \text{ horas}$

$$Q \text{ bombeo} = \frac{7,1 * 24 \text{ horas}}{8 \text{ horas}}$$

$$Q \text{ bombeo} = 21,391 \frac{L}{s}$$

$$Q \text{ bombeo} = 0,021 \frac{m^3}{s}$$

El caudal de bombeo del tramo Lisboa a Angelinos es: $Q \text{ bombeo} = 0,021 \frac{m^3}{s}$.

11.4.2. Tuberías de succión e impulsión

11.4.2.1. Diámetros de la tubería

Para determinar los diámetros de las tuberías tanto de succión como de impulsión, se debe hacer uso de la siguiente ecuación:

Ecuación 60. Diámetro interno de la tubería.

$$Di = 1.2 * \left(\frac{h \text{ bombeo}}{24} \right)^{0.25} * \sqrt{Q \text{ bombeo}}$$

Fuente: RAS 2000, título B, ecuación B.8.5.

Donde:

D_i : Diámetro interno de la tubería, m .

h_{bombeo} : Horas permitidas para realizar bombeo al día, 8 horas.

Q_{bombeo} : Caudal de bombeo, $\frac{m^3}{s}$.

Los diámetros internos de las tuberías de los tramos son:

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

$$Q_{bombeo} = 0,032 \frac{m^3}{s}$$

$h_{bombeo} = 8 \text{ horas}$

$$D_i = 1.2 * \left(\frac{8}{24}\right)^{0.25} * \sqrt{0,032}$$

$$D_i = 0,164 \text{ m}$$

$$D_i = 6,455 \text{ pulg}$$

El diámetro interno de la tubería del tramo desarenador a Lisboa es $D_i = 6,455 \text{ pulg}$.

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

$$Q_{bombeo} = 0,021 \frac{m^3}{s}$$

$h_{bombeo} = 8 \text{ horas}$

$$D_i = 1.2 * \left(\frac{8}{24}\right)^{0.25} * \sqrt{0,021}$$

$$D_i = 0,133 \text{ m}$$

$$D_i = 5,250 \text{ pulg}$$

El diámetro interno de la tubería del tramo Lisboa a Angelinos es $D_i = 5,250 \text{ pulg}$.

11.4.2.2. Velocidades en tuberías de impulsión

La velocidad mínima en las tuberías de impulsión es de $1,0 \frac{m}{s}$ y la velocidad máxima en las tuberías de impulsión es menor a $6,0 \frac{m}{s}$.

Ecuación 61. Velocidad en las tuberías.

$$V = \frac{Q \text{ bombeo}}{\frac{\pi * d^2}{4}}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

V : Velocidad en las tuberías de impulsión y succión, $\frac{m}{s}$.

$Q \text{ bombeo}$: Caudal de bombeo, $\frac{m^3}{s}$.

$A = \frac{\pi * d^2}{4}$: Área de la base de la tubería, m^2 .

La velocidad y los chequeos de las velocidades en las tuberías de impulsión son:

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

El diámetro interno es:

$$Di = 0,164 \text{ m}$$

$$Di = 6,455 \text{ pulg}$$

El diámetro de la tubería de impulsión debe ser el resultado del análisis entre el diámetro mayor y menor comercial respecto al diámetro interno.

$$Dc \text{ menor} < Di < Dc \text{ mayor}$$

El diámetro comercial que cumpla con los chequeos de las velocidades es el diámetro de la tubería de impulsión.

Donde:

$$Dc \text{ menor} < Di < Dc \text{ mayor}$$

$$6 \text{ pulg} < 6,455 \text{ pulg} < 8 \text{ pulg}$$

$$0,1524 \text{ m} < 0,164 \text{ m} < 0,2032 \text{ m}$$

Las velocidades de los diámetros comerciales son:

- Diámetro comercial menor

$$Q \text{ bombeo} = 0,032 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Dc \text{ menor} = 6 \text{ pulg}$$

$$Dc \text{ menor} = 0,1524 \text{ m}$$

$$V \text{ mín} = 1,0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V \text{ máx} = 6,0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V = \frac{0,0323}{\frac{\pi * 0,1524^2}{4}}$$

$$V = 1,772 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Diámetro comercial mayor

$$Q \text{ bombeo} = 0,032 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Dc \text{ menor} = 8 \text{ pulg}$$

$$Dc \text{ menor} = 0,2032 \text{ m}$$

$$V \text{ mín} = 1,0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V \text{ máx} = 6,0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V = \frac{0,0323}{\frac{\pi * 0,2032^2}{4}}$$

$$V = 0,997 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Tabla 42. Velocidades para tuberías de impulsión comerciales del tramo desarenador a Lisboa.

| Diámetro de tubería comercial (pulg) | Diámetro de tubería comercial (m) | Área (m ²) | Caudal de bombeo (m ³ /s) | Velocidad de impulsión (m/s) | Velocidad mínima de impulsión | Velocidad máxima de impulsión |
|--------------------------------------|-----------------------------------|------------------------|--------------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 6 | 0,1524 | 0,0182 | 0,032 | 1,772 | CUMPLE | CUMPLE |
| 8 | 0,2032 | 0,0324 | 0,032 | 0,997 | NO CUMPLE | CUMPLE |

Fuente: Autores.

El diámetro de la tubería comercial que cumple con los chequeos de las velocidades mínimas y máximas es de 6 pulgadas. Es decir, el diámetro de la tubería de impulsión para el tramo desarenador a Lisboa es de 6 pulgadas.

$$\emptyset \text{ impulsión tramo desarenador a Lisboa} = 6 \text{ pulg}$$

$$\emptyset \text{ impulsión tramo desarenador a Lisboa} = 0,1524 \text{ m}$$

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

El diámetro interno es:

$$D_i = 0,133 \text{ m}$$

$$D_i = 5,250 \text{ pulg}$$

El diámetro de la tubería de impulsión debe ser el resultado del análisis entre el diámetro mayor y menor comercial respecto al diámetro interno.

$$D_c \text{ menor} < D_i < D_c \text{ mayor}$$

El diámetro comercial que cumpla con los chequeos de las velocidades es el diámetro de la tubería de impulsión.

Donde:

$$D_c \text{ menor} < D_i < D_c \text{ mayor}$$

$$4 \text{ pulg} < 5,250 \text{ pulg} < 6 \text{ pulg}$$

$$0,1016 \text{ m} < 0,133 \text{ m} < 0,1524 \text{ m}$$

Las velocidades de los diámetros comerciales son:

- Diámetro comercial menor

$$Q \text{ bombeo} = 0,021 \frac{m^3}{s}$$

$$Dc \text{ menor} = 4 \text{ pulg}$$

$$Dc \text{ menor} = 0,1016 \text{ m}$$

$$V \text{ mín} = 1,0 \frac{m}{s}$$

$$V \text{ máx} = 6,0 \frac{m}{s}$$

$$V = \frac{0,021}{\frac{\pi * 0,1016^2}{4}}$$

$$V = 2,638 \frac{m}{s}$$

- Diámetro comercial mayor

$$Q \text{ bombeo} = 0,021 \frac{m^3}{s}$$

$$Dc \text{ menor} = 6 \text{ pulg}$$

$$Dc \text{ menor} = 0,1524 \text{ m}$$

$$V \text{ mín} = 1,0 \frac{m}{s}$$

$$V \text{ máx} = 6,0 \frac{m}{s}$$

$$V = \frac{0,021}{\frac{\pi * 0,1524^2}{4}}$$

$$V = 1,173 \frac{m}{s}$$

Tabla 43. Velocidades para tuberías de impulsión comerciales del tramo Lisboa a Angelinos.

| Diámetro de tubería comercial (pulg) | Diámetro de tubería comercial (m) | Área (m ²) | Caudal de bombeo ($\frac{m^3}{s}$) | Velocidad de impulsión ($\frac{m}{s}$) | Velocidad mínima de impulsión | Velocidad máxima de impulsión |
|--------------------------------------|-----------------------------------|------------------------|--------------------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------|
| 4 | 0,1016 | 0,0081 | 0,0214 | 2,638 | CUMPLE | CUMPLE |
| 6 | 0,1524 | 0,0182 | 0,0214 | 1,173 | CUMPLE | CUMPLE |

Fuente: Autores.

Los dos diámetros de las tuberías comerciales cumplen con los chequeos de las velocidades mínimas y máximas, pero se toma la tubería de mayor diámetro comercial para obtener una menor pérdida de carga y una potencia de bomba pequeña. Lo implicaría una reducción en el costo de la bomba y un aumento en el costo en la tubería. Por esto, el diámetro de la tubería de impulsión para el tramo de Lisboa a Angelinos es de 6 pulgadas.

$$\varnothing \text{ impulsión tramo Lisboa a Angelinos} = 6 \text{ pulg}$$

$$\varnothing \text{ impulsión tramo Lisboa a Angelinos} = 0,1524 \text{ m}$$

11.4.2.3. Velocidades en tuberías de succión

La velocidad mínima en las tuberías de succión es $0,45 \frac{m}{s}$ y la velocidad máxima en las tuberías succión depende del diámetro, como se muestra en la Tabla 44.

Tabla 44. Velocidad máxima aceptable en la tubería de succión, según el diámetro.

| Diámetro de la tubería de succión (mm) | Diámetro de la tubería de succión (pulg) | Velocidad máxima ($\frac{m}{s}$) |
|--|--|------------------------------------|
| 50 | 1,969 | 0,75 |
| 75 | 2,953 | 1,00 |
| 100 | 3,937 | 1,30 |
| 150 | 5,906 | 1,45 |
| 200 | 7,874 | 1,60 |
| 250 | 9,843 | 1,60 |
| 300 | 11,811 | 1,70 |
| Mayor que 400 | 15,748 | 1,80 |

Fuente: RAS 2000, título B.

La velocidad y los chequeos de las velocidades en las tuberías de succión son:

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

El diámetro de la tubería de impulsión es:

$$\emptyset \text{ impulsión} = 6 \text{ pulg}$$

$$\emptyset \text{ impulsión} = 0,1524 \text{ m}$$

El diámetro de la tubería de succión debe ser un diámetro mayor comercial al diámetro de la tubería de impulsión.

$$\emptyset \text{ succión} > \emptyset \text{ impulsión}$$

Si el diámetro mayor comercial cumple los chequeos de las velocidades se escoge como diámetro de la tubería de succión.

Donde:

$$\emptyset \text{ succión} > \emptyset \text{ impulsión}$$

$$Dc \text{ mayor} > \emptyset \text{ impulsión}$$

$$8 \text{ pulg} > 6 \text{ pulg}$$

$$0,2032 \text{ m} > 0,1524 \text{ m}$$

La velocidad del diámetro mayor comercial es:

$$Q \text{ bombeo} = 0,032 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Dc \text{ mayor} = 8 \text{ pulg}$$

$$Dc \text{ mayor} = 0,2032 \text{ m}$$

$$V \text{ mín} = 0,45 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V \text{ máx} = 1,60 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V = \frac{0,032}{\frac{\pi * 0,2032^2}{4}}$$

$$V = 0,997 \frac{m}{s}$$

La tubería con diámetro mayor comercial al diámetro de impulsión cumple con los chequeos de las velocidades mínimas y máximas. Es decir, el diámetro de la tubería de succión para el tramo desarenador a Lisboa es de 8 pulgadas.

$$\emptyset \text{ succión tramo desarenador a Lisboa} = 8 \text{ pulg}$$

$$\emptyset \text{ succión tramo desarenador a Lisboa} = 0,2032 \text{ m}$$

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

El diámetro de la tubería de impulsión es:

$$\emptyset \text{ impulsión} = 6 \text{ pulg}$$

$$\emptyset \text{ impulsión} = 0,1524 \text{ m}$$

El diámetro de la tubería de succión debe ser un diámetro mayor comercial al diámetro de la tubería de impulsión.

$$\emptyset \text{ succión} > \emptyset \text{ impulsión}$$

Si el diámetro mayor comercial cumple los chequeos de las velocidades se escoge como diámetro de la tubería de succión.

Donde:

$$\emptyset \text{ succión} > \emptyset \text{ impulsión}$$

$$Dc \text{ mayor} > \emptyset \text{ impulsión}$$

$$8 \text{ pulg} > 6 \text{ pulg}$$

$$0,2032 \text{ m} > 0,1524 \text{ m}$$

La velocidad del diámetro mayor comercial es:

$$Q \text{ bombeo} = 0,021 \frac{m^3}{s}$$

$$Dc \text{ mayor} = 8 \text{ pulg}$$

$$Dc \text{ mayor} = 0,2032 \text{ m}$$

$$V \text{ mín} = 0,45 \frac{m}{s}$$

$$V \text{ máx} = 1,60 \frac{m}{s}$$

$$V = \frac{0,021}{\frac{\pi * 0,2032^2}{4}}$$

$$V = 0,660 \frac{m}{s}$$

La tubería con diámetro mayor comercial al diámetro de impulsión cumple con los chequeos de las velocidades mínimas y máximas. Es decir, el diámetro de la tubería de succión para el tramo Lisboa a Angelinos es de 8 pulgadas.

$$\varnothing \text{ succión tramo Lisboa a Angelinos} = 8 \text{ pulg}$$

$$\varnothing \text{ succión tramo Lisboa a Angelinos} = 0,2032 \text{ m}$$

11.4.3. Altura dinámica

La altura dinámica total se representa como la sumatoria de las pérdidas unitarias por impulsión y succión, la cabeza de velocidad y la altura estática.

Ecuación 62. Altura dinámica total.

$$HDT = h \text{ estatica total} + \Sigma h_{(f+acc)} + \text{Cabeza vel}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

HDT : Altura dinámica total, corresponde a la diferencia de altura entre la entrada y salida de la bomba, *m. c. a.*

h estatica total : Diferencia topográfica máxima entre en nivel de agua mínimo aguas arriba y el nivel de agua máximo aguas abajo, *m.*

$\Sigma h_{(f+acc)}$: Sumatoria de las pérdidas unitarias por succión e impulsión, *m.*

Cabeza vel : Cabeza de velocidad, se toma la velocidad de impulsión, *m.*

Ecuación 63. Cabeza de velocidad.

$$Cabeza\ vel = \frac{V\ impulsión^2}{2 * g}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

Cabeza vel : Cabeza de velocidad, *m*.

V impulsión : Velocidad de impulsión, $\frac{m}{s}$.

g : Valor de la aceleración de la gravedad, $9,81 \frac{m}{s^2}$.

Ecuación 64. Sumatoria de las pérdidas unitarias por succión e impulsión.

$$\Sigma h_{(f+acc)} = h_{f\ impulsión} + h_{f\ succión}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

$\Sigma h_{(f+acc)}$: Sumatoria de las perdidas unitarias por succión e impulsión, *m*.

$h_{f\ impulsión}$: Perdidas unitarias de impulsión, *m*.

$h_{f\ succión}$: Perdidas unitarias de succión, *m*.

Ecuación 65. Pérdidas unitarias para succión e impulsión.

$$h_{f\ impulsión\ o\ h_{f\ succión}} = J_{impulsión\ o\ succión} * L_{impulsión\ o\ succión}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

$h_{f\ impulsión\ o\ h_{f\ succión}}$: Perdidas unitarias, *m*.

$J_{impulsión\ o\ succión}$: Perdidas o gradiente hidráulico, $\frac{m}{m}$.

$L_{impulsión\ o\ succión}$: Perdidas por accesorios y tubería, *m*.

Ecuación 66. Pérdidas por la ecuación de Hazen-Williams.

$$J_{impulsión} \text{ o } J_{succión} = \left(\frac{Q \text{ bombeo}}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{1,85}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

$J_{impulsión} \text{ o } J_{succión}$: Perdidas o gradiente hidráulico, $\frac{m}{m}$.

$Q \text{ bombeo}$: Caudal de bombeo, $\frac{m^3}{s}$.

C : Coeficiente de rugosidad de Hazen- Williams, para PVC es 150.

D : Diámetro interior comercial de la tubería, m .

Ecuación 67. Perdidas por accesorios y tubería.

$$L_{impulsión} \text{ o } L_{succión} = l_{tr} + l_{eq}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

$L_{impulsión} \text{ o } L_{succión}$: Perdidas por accesorios y tubería, m .

l_{tr} : Longitud en tramos rectos, m .

l_{eq} : Longitud equivalente de los accesorios, m .

Para facilidad en los cálculos la longitud equivalente es aproximadamente el 10% de la longitud de los tramos rectos.

$$l_{eq} = 10\% * l_{tr}$$

La altura dinámica total en cada uno de los tramos con sistema de bombeo es:

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

$$Q \text{ bombeo} = 0,032 \frac{m^3}{s}$$

$$\emptyset \text{ succión} = 8 \text{ pulg}$$

$$\emptyset \text{ succión} = 0,2032 \text{ m}$$

$$\emptyset \text{ impulsión} = 6 \text{ pulg}$$

$$\emptyset \text{ impulsión} = 0,1524 \text{ m}$$

Las pérdidas unitarias de succión son:

$$h_f \text{ succión} = J_{\text{succión}} * L_{\text{succión}}$$

$$J_{\text{succión}} = \left(\frac{Q \text{ bombeo}}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$J_{\text{succión}} = \left(\frac{0,032}{0,2785 * 150 * 0,2032^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$J_{\text{succión}} = 0,004 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$L_{\text{succión}} = l_{tr} + l_{eq}$$

$$l_{tr} = 12 \text{ m}$$

$$l_{eq} = 10\% * l_{tr}$$

$$l_{eq} = 0,10 * l_{tr}$$

$$l_{eq} = 0,10 * 12$$

$$l_{eq} = 1,2 \text{ m}$$

$$L_{\text{succión}} = 12 + 1,2$$

$$L_{\text{succión}} = 13,2 \text{ m}$$

$$h_f \text{ succión} = J_{\text{succión}} * L_{\text{succión}}$$

$$h_f \text{ succión} = 0,004 * 13,2$$

$$h_f \text{ succión} = 0,054 \text{ m}$$

Las pérdidas unitarias de impulsión son:

$$h_f \text{ impulsión} = J_{\text{impulsión}} * L_{\text{impulsión}}$$

$$J_{impulsión} = \left(\frac{Q \text{ bombeo}}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$J_{impulsión} = \left(\frac{0,032}{0,2785 * 150 * 0,1524^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$J_{impulsión} = 0,017 \frac{m}{m}$$

$$L_{impulsión} = l_{tr} + l_{eq}$$

$$l_{tr} = 8.161,86 \text{ m}$$

$$l_{eq} = 10\% * l_{tr}$$

$$l_{eq} = 0,10 * l_{tr}$$

$$l_{eq} = 0,10 * 8.161,86$$

$$l_{eq} = 816,186 \text{ m}$$

$$L_{succión} = 8.161,86 + 816,186$$

$$L_{succión} = 8.978,046 \text{ m}$$

$$h_{f \text{ impulsión}} = J_{impulsión} * L_{impulsión}$$

$$h_{f \text{ impulsión}} = 0,017 * 8.978,046 \text{ m}$$

$$h_{f \text{ impulsión}} = 148,738 \text{ m}$$

La sumatoria de las perdidas unitarias por succión e impulsión es:

$$\Sigma h_{(f+acc)} = h_{f \text{ impulsión}} + h_{f \text{ succión}}$$

$$\Sigma h_{(f+acc)} = 0,054 + 148,738$$

$$\Sigma h_{(f+acc)} = 148,792 \text{ m}$$

El cálculo de la cabeza de velocidad es:

$$Cabeza \text{ vel} = \frac{V \text{ impulsión}^2}{2 * g}$$

$$V \text{ impulsión} = 0,997 \frac{m}{s}$$

$$Cabeza\ vel = \frac{0,997^2}{2 * 9,81}$$

$$Cabeza\ vel = 0,051\ m$$

La altura estática total es:

$$h\ estatica\ total = 330,5\ m$$

Comprendida entre el nivel del agua mínimo del tanque de compensación de Lisboa y el nivel de agua máximo del desarenador.

La altura dinámica total es:

$$HDT = h\ estatica\ total + \Sigma h_{(f+acc)} + Cabeza\ vel$$

$$HDT = 330,5 + 148,792 + 0,051$$

$$HDT = 479,342\ m.\ c.\ a.$$

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

$$Q\ bombeo = 0,021\ \frac{m^3}{s}$$

$$\emptyset\ succión = 8\ pulg$$

$$\emptyset\ succión = 0,2032\ m$$

$$\emptyset\ impulsión = 6\ pulg$$

$$\emptyset\ impulsión = 0,1524\ m$$

Las pérdidas unitarias de succión son:

$$h_f\ succión = J_{succión} * L_{succión}$$

$$J_{succión} = \left(\frac{Q\ bombeo}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$J_{succión} = \left(\frac{0,021}{0,2785 * 150 * 0,2032^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$J_{succión} = 0,002\ \frac{m}{m}$$

$$L_{\text{succión}} = l_{tr} + l_{eq}$$

$$l_{tr} = 17 \text{ m}$$

$$l_{eq} = 10\% * l_{tr}$$

$$l_{eq} = 0,10 * l_{tr}$$

$$l_{eq} = 0,10 * 17$$

$$l_{eq} = 1,7 \text{ m}$$

$$L_{\text{succión}} = 17 + 1,7$$

$$L_{\text{succión}} = 18,7 \text{ m}$$

$$h_{f \text{ succión}} = J_{\text{succión}} * L_{\text{succión}}$$

$$h_{f \text{ succión}} = 0,002 * 18,7$$

$$h_{f \text{ succión}} = 0,036 \text{ m}$$

Las pérdidas unitarias de impulsión son:

$$h_{f \text{ impulsión}} = J_{\text{impulsión}} * L_{\text{impulsión}}$$

$$J_{\text{impulsión}} = \left(\frac{Q \text{ bombeo}}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$J_{\text{impulsión}} = \left(\frac{0,021}{0,2785 * 150 * 0,1524^{2,63}} \right)^{1,85}$$

$$J_{\text{impulsión}} = 0,008 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$L_{\text{impulsión}} = l_{tr} + l_{eq}$$

$$l_{tr} = 4.664,80 \text{ m}$$

$$l_{eq} = 10\% * l_{tr}$$

$$l_{eq} = 0,10 * l_{tr}$$

$$l_{eq} = 0,10 * 4.664,80$$

$$l_{eq} = 466,48 \text{ m}$$

$$L_{\text{succión}} = 4.664,80 + 466,48$$

$$L_{succión} = 5.131,28 \text{ m}$$

$$h_{f \text{ impulsión}} = J_{impulsión} * L_{impulsión}$$

$$h_{f \text{ impulsión}} = 0,008 * 5.131,28$$

$$h_{f \text{ impulsión}} = 39,60 \text{ m}$$

La sumatoria de las perdidas unitarias por succión e impulsión es:

$$\Sigma h_{(f+acc)} = h_{f \text{ impulsión}} + h_{f \text{ succión}}$$

$$\Sigma h_{(f+acc)} = 0,036 + 39,60$$

$$\Sigma h_{(f+acc)} = 39,631 \text{ m}$$

El cálculo de la cabeza de velocidad es:

$$Cabeza \text{ vel} = \frac{V_{impulsión}^2}{2 * g}$$

$$V_{impulsión} = 0,660 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Cabeza \text{ vel} = \frac{0,660^2}{2 * 9,81}$$

$$Cabeza \text{ vel} = 0,022 \text{ m}$$

La altura estática total es:

$$h_{estatica \text{ total}} = 293,09 \text{ m}$$

Comprendida entre el nivel del agua mínimo del tanque de compensación de Angelinos y el nivel de agua máximo del tanque de compensación de Lisboa.

La altura dinámica total es:

$$HDT = h_{estatica \text{ total}} + \Sigma h_{(f+acc)} + Cabeza \text{ vel}$$

$$HDT = 293,09 + 39,631 + 0,022$$

$$HDT = 332,743 \text{ m. c. a.}$$

11.4.4. Altura piezométrica

La altura piezométrica se calcula por medio de la siguiente ecuación:

Ecuación 68. Altura piezométrica.

$$NPSH_{disponible} = P_{atm} - (h_{estatica\ succ} + h_{f\ succión}) - P_{vapor}$$

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Donde:

$NPSH_{disponible}$: Carga neta de succión positiva disponible, *m. c. a.*

P_{atm} : Presión atmosférica de acuerdo con la altura sobre el nivel del mar del lugar de ubicación de la bomba, *m.*

$h_{estatica\ succ}$: Altura estática de la succión, *m.*

$h_{f\ succión}$: Pérdidas unitarias por succión, *m.*

P_{vapor} : Presión de vapor de agua de acuerdo con la temperatura promedio del municipio, *m.*

Tabla 45. Disminución de la presión atmosférica.

| Altura sobre el nivel del mar (m.s.n.m.) | Presión atmosférica (m) |
|--|-------------------------|
| 0 | 10,33 |
| 500 | 9,73 |
| 1.000 | 9,13 |
| 1.500 | 8,53 |
| 2.000 | 8,00 |
| 2.500 | 7,57 |

Fuente: guía para el diseño de estaciones de bombeo, 2016.

Tabla 46. Presión de vapor de agua.

| Temperatura °C | Presión de vapor (m_{asb}) |
|----------------|-----------------------------------|
| 0 | 0,062 |
| 5 | 0,089 |
| 10 | 0,125 |
| 15 | 0,174 |
| 20 | 0,238 |
| 25 | 0,323 |

Fuente: guía para el diseño de estaciones de bombeo, 2016.

Las alturas piezométricas de los tramos con sistema de bombeo son:

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

Datos :

$$h_{f \text{ succión}} = 0,054 \text{ m}$$

$$h_{estatica \text{ succ}} = 3 \text{ m}$$

El desarenador se encuentra a una altura de 519 *m. s. n. m* , la presión atmosférica es:

$$P_{atm} = 9,7072 \text{ m}$$

Como la temperatura promedio del municipio de Lebrija es 23 ° C, la presión de vapor de agua es:

$$P_{vapor} = 0,289 \text{ m}$$

La carga neta de succión disponible, $NPSH_{disponible}$ es:

$$NPSH_{disponible} = P_{atm} - (h_{estatica \text{ succ}} + h_{f \text{ succión}}) - P_{vapor}$$

$$NPSH_{disponible} = 9,7072 - (3 + 0,054) - 0,289$$

$$NPSH_{disponible} = 6,3642 \text{ m. c. a}$$

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

Datos :

$$h_{f \text{ succión}} = 0,036 \text{ m}$$

$$h_{\text{estatica succ}} = 3 \text{ m}$$

El tanque de compensación de Lisboa se encuentra a una altura de 849,5 m. s. n. m , la presión atmosférica es:

$$P_{\text{atm}} = 9,3106 \text{ m}$$

Como la temperatura promedio del municipio de Lebrija es 23 ° C, la presión de vapor de agua es:

$$P_{\text{vapor}} = 0,289 \text{ m}$$

La carga neta de succión disponible, $NPSH_{\text{disponible}}$ es:

$$NPSH_{\text{disponible}} = P_{\text{atm}} - (h_{\text{estatica succ}} + h_{f \text{ succión}}) - P_{\text{vapor}}$$

$$NPSH_{\text{disponible}} = 9,3106 - (3 + 0,036) - 0,289$$

$$NPSH_{\text{disponible}} = 5,9856 \text{ m. c. a}$$

11.4.5. Potencia

La potencia de la bomba está regida por el caudal de bombeo y la altura dinámica total.

Ecuación 69. Potencia hidráulica de la bomba.

$$hhp = \frac{Q \text{ bombeo} * HDT}{76}$$

Fuente: Guía para el diseño de estaciones de bombeo, 2016.

Donde:

hhp : Potencia hidráulica de la bomba, HP.

$Q \text{ bombeo}$: Caudal de bombeo, $\frac{m^3}{s}$.

HDT : Altura dinámica total, corresponde a la diferencia de altura entre la entrada y salida de la bomba, *m. c. a.*

La potencia hidráulica de la bomba es:

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

Datos:

$$Q \text{ bombeo} = 0,032 \frac{m^3}{s}$$

$$HDT = 479,342 \text{ m. c. a.}$$

$$hhp = \frac{0,032 * 479,342}{76}$$

$$hhp = 0,2018 \text{ HP}$$

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

Datos:

$$Q \text{ bombeo} = 0,021 \frac{m^3}{s}$$

$$HDT = 332,743 \text{ m. c. a.}$$

$$hhp = \frac{0,021 * 332,743}{76}$$

$$hhp = 0,0919 \text{ HP}$$

Ecuación 70. Potencia al freno de la bomba.

$$bhp = \frac{hhp}{\varepsilon}$$

Fuente: Guía para el diseño de estaciones de bombeo, 2016.

Donde:

bhp : Potencia al freno de la bomba, *HP*.

hhp : Potencia hidráulica de la bomba, *HP*.

ε : Eficiencia del sistema de bombeo, 65% = 0,65.

La potencia al freno de la bomba es:

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

Datos:

$$hhp = 0,2018 \text{ HP}$$

$$bhp = \frac{0,2018}{0,65}$$

$$bhp = 0,3104 \text{ HP}$$

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

Datos:

$$hhp = 0,0919 \text{ HP}$$

$$bhp = \frac{0,0919}{0,65}$$

$$bhp = 0,1413 \text{ HP}$$

Ecuación 71. Potencia requerida de la bomba.

$$Pot = bhp * \% \text{ incremento}$$

Fuente: Guía para el diseño de estaciones de bombeo, 2016.

Donde:

Pot : Potencia requerida de la bomba, *HP*.

bhp : Potencia al freno de la bomba, *HP*.

% incremento : Porcentaje de incremento respecto a la potencia al freno, 50 %

La potencia requerida de la bomba es:

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

Datos:

$$bhp = 0,3104 \text{ HP}$$

$$Pot = 0,3104 * 1,5$$

$$Pot = 0,4656 \text{ HP}$$

la potencia requerida comercial de la bomba es $\frac{1}{2}$ HP.

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

Datos:

$$bhp = 0,1413 \text{ HP}$$

$$Pot = 0,1413 * 1,5$$

$$Pot = 0,2119 \text{ HP}$$

la potencia requerida comercial de la bomba es $\frac{1}{4}$ HP.

11.4.6. Elección de la bomba

La bomba elegida para cada uno de los tramos debe cumplir las especificaciones anteriormente calculadas, es decir, debe cumplir con la altura dinámica, potencia y caudal de bombeo.

1. Tramo de desarenador a Lisboa.

$$Q \text{ bombeo} = 0,032 \frac{m^3}{s}$$

$$HDT = 479,342 \text{ m.c.a.}$$

$$Pot = \frac{1}{2} \text{ HP}$$

2. Tramo de Lisboa a Angelinos.

$$Q \text{ bombeo} = 0,021 \frac{m^3}{s}$$

$$HDT = 332,743 \text{ m.c.a.}$$

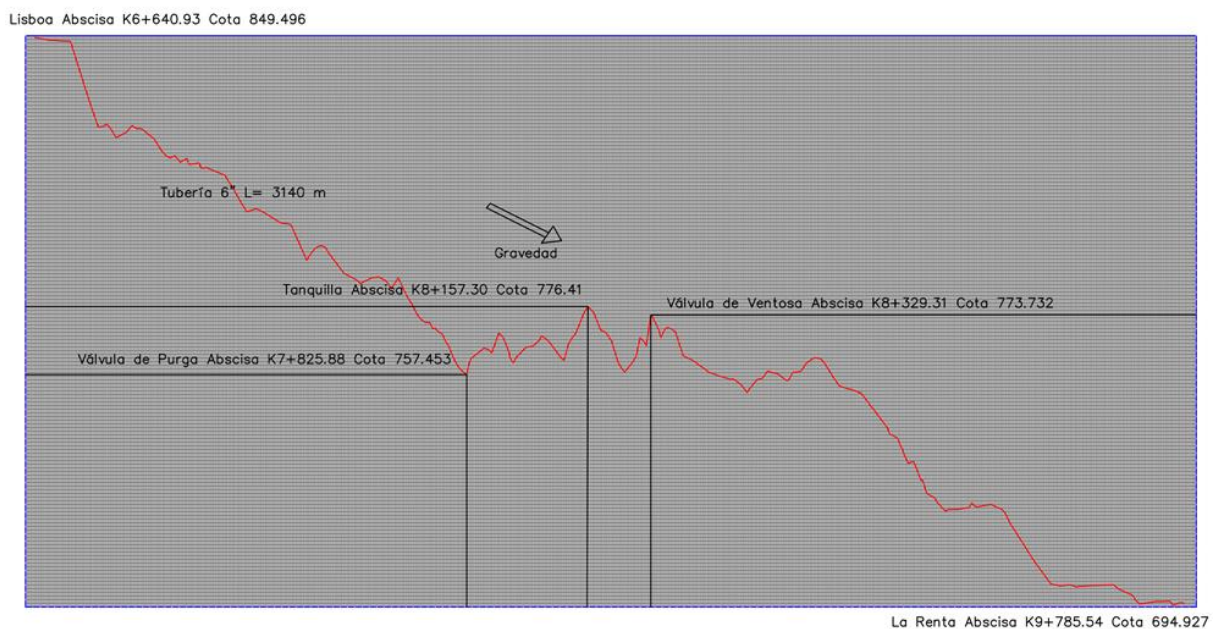
$$Pot = \frac{1}{4} \text{ HP}$$

Para el tramo de desarenador a Lisboa se elige la bomba PMS80/6Y de Electro hidráulica de Colombia S.A. y para el tramo de Lisboa a Angelinos se elige la bomba PM65/5Y del mismo proveedor. La curva de la bomba se muestra en el Anexo 1 y Anexo 2.

11.5. TRAMOS POR GRAVEDAD

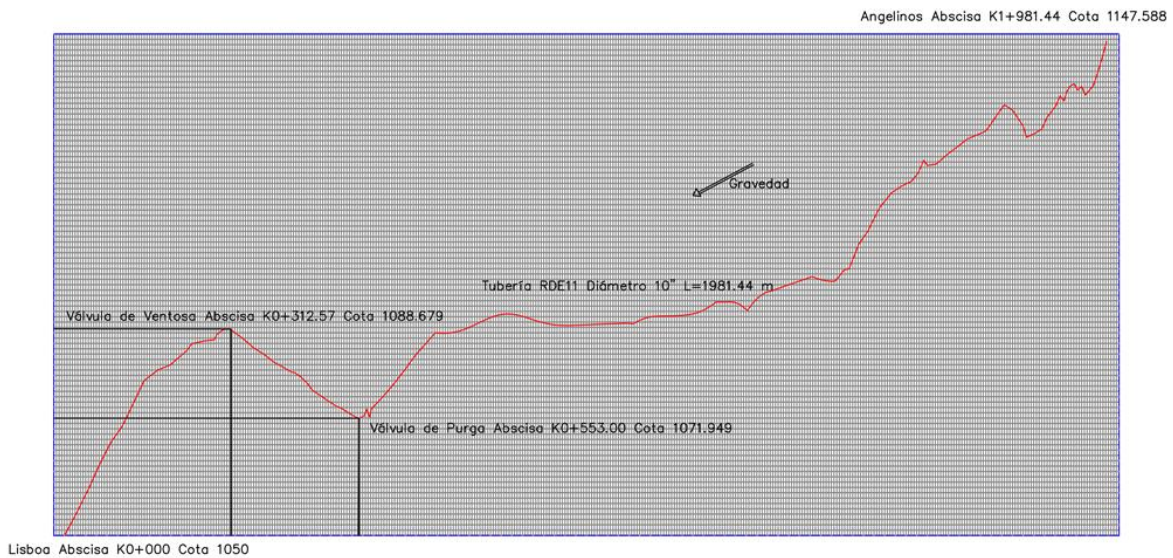
Algunas de las líneas de aducción o tramos del acueducto del caso estudio transportan por gravedad el recurso hídrico. Esto ocurre cuando existe un desnivel positivo entre la estructura hidráulica de salida y el tanque de almacenamiento y/o compensación a donde llega el agua, tal que establezca una disponibilidad de energía razonable para garantizar condiciones económicas favorables. Por esto, se deben diseñar tres líneas de aducción : tramo de Bocatoma a desarenador, tramo de Lisboa a La Renta y tramo de Angelinos a Portugal.

Figura 29. Perfil tramo por gravedad Lisboa a La Renta.



Fuente: Autores.

Figura 30. Perfil tramo por gravedad Angelinos a Portugal.



Fuente: Autores.

11.6. TANQUE DE COMPENSACIÓN

Los tanques de compensación son depósitos de agua que tienen la función de almacenar agua y compensar las variaciones que existen entre el caudal de entrada al tanque y el consumo normal de los suscriptores a lo largo del día. El objetivo primordial de los tanques de compensación es cubrir las necesidades de la demanda de agua en los momentos pico, permitiendo una recuperación del volumen en las horas de bajo consumo para poder suministrar sin problema, el agua demandada en las horas de máximo consumo.

Ecuación 72. Volumen de tanque de compensación.

$$volumen\ tanque = \frac{1}{3} * QMD * tiempo\ contingencia$$

Fuente: Resolución 330, 2017.

Donde:

volumen tanque : Volumen del tanque de compensación, m^3 .

QMD : Caudal máximo diario, $\frac{m^3}{s}$.

tiempo contingencia : Tiempo de reserva ante una eventualidad, s.

Para el proyecto se propuso un tiempo de contingencia de 24 horas (1 día), tiempo de reserva necesario para reparar la red de acueducto ante una eventualidad o daño.

Ecuación 73. Área del tanque de compensación.

$$\text{Área del tanque} = \frac{\text{volumen tanque}}{\text{altura lamina de agua}}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Área del tanque : Área del tanque de compensación, m^2 .

volumen tanque : Volumen del tanque de compensación, m^3

altura lamina de agua : Altura lámina de agua, m .

Se tomará como altura de lámina de agua 3 m y un borde libre 0,3 m de para todos los tanques de compensación diseñados.

Ecuación 74. Altura del tanque de compensación.

$$H = \text{altura lamina de agua} + BL$$

Fuente: Autores.

Donde:

H : Altura del tanque de compensación, m .

altura lamina de agua : Altura lámina de agua, m .

BL : Borde libre, m .

Para calcular las dimensiones del tanque se debe conocer:

$$\text{Área del tanque} = B * L$$

Ecuación 75. Longitud del tanque de compensación.

$$L = 2 * B$$

Fuente: Autores.

Donde:

L : longitud del tanque de compensación, m .

B : Ancho del tanque de compensación, m .

$$\text{Área del tanque} = B * (2 * B)$$

$$\text{Área del tanque} = 2 * B^2$$

Ecuación 76. Ancho del tanque de compensación.

$$B = \sqrt{\frac{\text{Área el tanque}}{2}}$$

Fuente: Autores.

Donde:

Área del tanque : Área del tanque de compensación, m^2 .

B : Ancho del tanque de compensación, m .

Por la diferencia de QMD de cada zona rural que conforma el estudio de caso, se realizan diseños específicos de tanques de compensación para cada vereda del proyecto.

- Tanque de compensación ubicado en la vereda Lisboa

Datos:

$$QMD = 10,8 \frac{L}{s}$$

$$QMD = 0,0108 \frac{m^3}{s}$$

tiempo contingencia = 24 horas

tiempo contingencia = 86.400 s

altura lamina de agua = 3 m

Borde libre = 3 m

El volumen del tanque de compensación es:

$$\text{volumen tanque} = \frac{1}{3} * QMD * \text{tiempo contingencia}$$

$$\text{volumen tanque} = \frac{1}{3} * 0,0108 * 86.400$$

$$\text{volumen tanque} = 310,359 \frac{m^3}{s}$$

El área del tanque de compensación es:

$$\text{Área del tanque} = \frac{\text{volumen tanque}}{\text{altura lamina de agua}}$$

$$\text{Área del tanque} = \frac{310,359}{3}$$

$$\text{Área del tanque} = 103,453 m^2$$

La altura del tanque de compensación es:

$$H = \text{altura lamina de agua} + BL$$

$$H = 3 + 0,3$$

$$H = 3,3 m$$

El ancho del tanque de compensación es:

$$B = \sqrt{\frac{\text{Área el tanque}}{2}}$$

$$B = \sqrt{\frac{103,453}{2}}$$

$$B = 7,2 m$$

La longitud del tanque de compensación es:

$$L = 2 * B$$

$$L = 2 * 7,2$$

$$L = 14,4 \text{ m}$$

Las dimensiones del tanque de compensación son:

$$B = 7,2 \text{ m}$$

$$L = 14,4 \text{ m}$$

$$H = 3,3 \text{ m}$$

- Tanque de compensación ubicado en la vereda Angelinos

Datos:

$$QMD = 7,1 \frac{L}{s}$$

$$QMD = 0,0071 \frac{m^3}{s}$$

$$\text{tiempo contingencia} = 24 \text{ horas}$$

$$\text{tiempo contingencia} = 86.400 \text{ s}$$

$$\text{altura lamina de agua} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Borde libre} = 3 \text{ m}$$

El volumen del tanque de compensación es:

$$\text{volumen tanque} = \frac{1}{3} * QMD * \text{tiempo contingencia}$$

$$\text{volumen tanque} = \frac{1}{3} * 0,0071 * 86.400$$

$$\text{volumen tanque} = 205,354 \frac{m^3}{s}$$

El área del tanque de compensación es:

$$\text{Área del tanque} = \frac{\text{volumen tanque}}{\text{altura lamina de agua}}$$

$$\text{Área del tanque} = \frac{205,354}{3}$$

$$\text{Área del tanque} = 68,451 \text{ m}^2$$

La altura del tanque de compensación es:

$$H = \text{altura lamina de agua} + BL$$

$$H = 3 + 0,3$$

$$H = 3,3 \text{ m}$$

El ancho del tanque de compensación es:

$$B = \sqrt{\frac{\text{Área el tanque}}{2}}$$

$$B = \sqrt{\frac{68,451}{2}}$$

$$B = 5,9 \text{ m}$$

La longitud del tanque de compensación es:

$$L = 2 * B$$

$$L = 2 * 5,9$$

$$L = 11,7 \text{ m}$$

Las dimensiones del tanque de compensación son:

$$B = 5,9 \text{ m}$$

$$L = 11,7 \text{ m}$$

$$H = 3,3 \text{ m}$$

- Tanque de compensación ubicado en la vereda La Renta

Datos:

$$QMD = 2,9 \frac{L}{s}$$

$$QMD = 0,0029 \frac{m^3}{s}$$

$$tiempo\ contingencia = 24\ horas$$

$$tiempo\ contingencia = 86.400\ s$$

$$altura\ lamina\ de\ agua = 3\ m$$

$$Borde\ libre = 3\ m$$

El volumen del tanque de compensación es:

$$volumen\ tanque = \frac{1}{3} * QMD * tiempo\ contingencia$$

$$volumen\ tanque = \frac{1}{3} * 0,0029 * 86.400$$

$$volumen\ tanque = 82,772 \frac{m^3}{s}$$

El área del tanque de compensación es:

$$\text{Área del tanque} = \frac{volumen\ tanque}{altura\ lamina\ de\ agua}$$

$$\text{Área del tanque} = \frac{82,772}{3}$$

$$\text{Área del tanque} = 27,591\ m^2$$

La altura del tanque de compensación es:

$$H = altura\ lamina\ de\ agua + BL$$

$$H = 3 + 0,3$$

$$H = 3,3\ m$$

El ancho del tanque de compensación es:

$$B = \sqrt{\frac{\text{Área el tanque}}{2}}$$

$$B = \sqrt{\frac{27,591}{2}}$$

$$B = 3,7 \text{ m}$$

La longitud del tanque de compensación es:

$$L = 2 * B$$

$$L = 2 * 3,7$$

$$L = 7,4 \text{ m}$$

Las dimensiones del tanque de compensación son:

$$B = 3,7 \text{ m}$$

$$L = 7,4 \text{ m}$$

$$H = 3,3 \text{ m}$$

- Tanque de compensación ubicado en la vereda Portugal

Datos:

$$QMD = 6 \frac{L}{s}$$

$$QMD = 0,006 \frac{m^3}{s}$$

$$\text{tiempo contingencia} = 24 \text{ horas}$$

$$\text{tiempo contingencia} = 86.400 \text{ s}$$

$$\text{altura lamina de agua} = 3 \text{ m}$$

Borde libre = 3 m

El volumen del tanque de compensación es:

$$\text{volumen tanque} = \frac{1}{3} * QMD * \text{tiempo contingencia}$$

$$\text{volumen tanque} = \frac{1}{3} * 0,006 * 86.400$$

$$\text{volumen tanque} = 86,265 \frac{m^3}{s}$$

El área del tanque de compensación es:

$$\text{Área del tanque} = \frac{\text{volumen tanque}}{\text{altura lamina de agua}}$$

$$\text{Área del tanque} = \frac{86,265}{3}$$

$$\text{Área del tanque} = 28,755 m^2$$

La altura del tanque de compensación es:

$$H = \text{altura lamina de agua} + BL$$

$$H = 3 + 0,3$$

$$H = 3,3 m$$

El ancho del tanque de compensación es:

$$B = \sqrt{\frac{\text{Área el tanque}}{2}}$$

$$B = \sqrt{\frac{28,755}{2}}$$

$$B = 3,8m$$

La longitud del tanque de compensación es:

$$L = 2 * B$$

$$L = 2 * 3,8$$

$$L = 7,6 \text{ m}$$

Las dimensiones del tanque de compensación son:

$$B = 3,8 \text{ m}$$

$$L = 7,6 \text{ m}$$

$$H = 3,3 \text{ m}$$

Tabla 47. Dimensiones tanques de compensación del proyecto.

| Tanque de compensación | Dimensiones del tanque | | |
|------------------------|------------------------|----------|--------|
| | Ancho | Longitud | Altura |
| La renta | 3,7 | 7,4 | 3,3 |
| Lisboa | 7,2 | 14,4 | 3,3 |
| Los angelinos | 5,9 | 11,7 | 3,3 |
| Portugal | 3,8 | 7,6 | 3,3 |

Fuente: Autores.

12. CONCLUSIONES

Se formularon dos soluciones de abastecimiento para el suministro de agua potable en la zona rural del municipio de Lebrija Santander, lo que implica que se cumplió a cabalidad el objetivo principal y cada uno de los objetivos específicos propuestos en este trabajo de grado.

En Colombia, los datos sobre censos poblaciones son de difícil acceso, ya que no se cuenta con registros históricos actualizados debido a la poca información registrada, lo que dificultó el desarrollo del trabajo en su inicio. Gracias a la gestión de los presidentes de la junta de acción comunal (JAC) de cada una de las veredas, se logró obtener un dato aproximado de la población actual de la zona beneficiada, realizando así la proyección poblacional encontrando que el municipio de Lebrija tiene una tasa de crecimiento poblacional del 1.1%

Para cada una de las estaciones climatológicas usadas, se realizó un promedio anual de lluvias identificando que los meses de sequía son enero, junio, julio y agosto. Con lo anterior, se establece que es un período crítico para el sistema de agua lluvia debido a que son meses con baja precipitación. Para ello, se deben usar las reservas adquiridas en los meses que tienen una precipitación mayor al promedio, garantizando el continuo funcionamiento del sistema y el abastecimiento para el cuál fue diseñado.

El diagnóstico de las estructuras hidráulicas existentes en los acueductos veredales en el municipio de Lebrija, arrojó que dichas estructuras no gozan de condiciones adecuadas para un óptimo funcionamiento, ya que estas funcionan a media marcha. Una de ellas son los desarenadores. Además, los tanques de almacenamiento presentan asentamientos detectables a simple vista lo que originan un gran riesgo para los pobladores, ya que no cuentan con el correcto mantenimiento y limpieza que asegure calidad de agua.

Para las locaciones de gran concurrencia como lo son los centros educativos, se diseñó un sistema de captación de agua lluvia que abastece los baños y orinales, ya que su uso es muy recurrente. Debido a que es un sistema que depende del clima, se diseñó un tanque de compensación el cual almacena agua en los meses de mayor precipitación y esta puede ser usada en los meses de sequía. Con ello se puede garantizar el suministro de agua para los accesorios que fueron diseñados.

Se diseñó una red de acueducto óptima para las veredas La Renta, Portugal, Angelinos y Lisboa, donde los tramos pertenecientes a Angelinos –Portugal y Lisboa – La Renta cuentan con el sistema por gravedad y para las secciones Desarenador – Lisboa y Lisboa – Angelinos se implementó un sistema de bombeo. Al momento de diseñar este acueducto se tuvo en cuenta que, al realizar esta obra, las veredas pueden aumentar su población súbitamente, razón por la cual las bombas escogidas, los tanques de compensación y las tuberías tienen una mayor dimensión que las mínimas, cuyo fin es de asegurar el abastecimiento de todos los pobladores.

Debido al tipo de terreno en el que se encuentra el proyecto para los tramos diseñados por bombeo, se seleccionaron un par de bombas centrífugas con eje horizontal, que extienden la vida de la bomba en uso y ayudan a prever algún daño. Además, la altura estática es tan grande entre cada uno de los puntos críticos, que se llevó a proponer una estación de rebombeo en cada uno de los tramos, la cual consta de un tanque de compensación y una pareja adicional de bombas con las mismas especificaciones previas.

Los tanques de compensación también servirán de almacenamiento, ya que, al ser una obra lineal tan extensa, es necesario tener tanques de reserva en puntos estratégicos de la tubería, permitiendo pronosticar futuros daños en el sistema y poder seguir prestando el servicio mientras se hacen las reparaciones necesarias.

Para finalizar, la factibilidad económica del proyecto se considera viable ya que se tuvo en cuenta este factor al momento de seleccionar las tuberías, las bombas, la bocatoma, el sistema de agua lluvia y cada uno de los demás elementos que hacen parte de cada una de las soluciones aquí presentadas

13.RECOMENDACIONES

Las estructuras de almacenamiento hechas en concreto se deben reparar o reemplazar por otras a la mayor brevedad posible, ya que al presentarse un movimiento telúrico de magnitud media o mayor pueden fallar y ocasionar graves daños debido a sus grandes volúmenes de almacenamiento.

Se debe hacer limpieza periódica mínimo 6 meses a las cubiertas sobre los centros educativos o en otros lugares en dónde se requiera instalar el sistema de aguas lluvias diseñado, así se evitará el taponamiento del sistema y garantizará un apropiado funcionamiento.

Para el acueducto diseñado es necesario realizar el mantenimiento preventivo a cada uno de los sistemas diseñados. Es importante mantener en constante limpieza las válvulas de ventosa y de purga dispuestas en la red, para evitar taponamientos en las tuberías o el daño de los sistemas de bombeo.

Los tanques planteados para el sistema de aguas lluvia, se pueden construir en concreto reforzado, pero se recomienda ser tanques prefabricados con la capacidad indicada en los diseños, los cuales estos últimos pueden presentar menos riesgos a la filtración.

14. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alcaldía de Lebrija. (2015). *Esquema de ordenamiento territorial del municipio de Lebrija*. Obtenido de <http://www.lebrija-santander.gov.co/Transparencia/PlaneacionGestionyControl/Res%C3%BAmen%20EOT%20final.pdf>.
- Álvarez, J. (2016). *Evaluación de las capacidades hidráulicas y de retención de contaminantes de un modelo de trinchera de retención*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Bailey, R. (2017). sustainability of rainwater cathcment systems for small communities. *journal of Hydrology*, 6-10.
- Banco Mundial. (2004). *Colombia: Desarrollo económico reciente en infraestructura (REDI), Sector agua potable*. Obtenido de <http://documentos.bancomundial.org/curated/es/868361468744304703/Colombia-Desarrollo-economico-reciente-en-infraestructura-REDI-Sector-agua-potable>.
- Barrero, J. (2010). *Atlas de santander, División político- urbana del municipio de lebrija*. Obtenido de <https://atlasdesantander.blogspot.com/2010/06/lebrija.html>.
- Campos, F. (20 de Noviembre de 2012). *¿Cuánta agua hay en la tierra?* Obtenido de <http://cosmonoticias.org>.
- CDMB. (2015). *Plan de ordenamiento y manejo ambiental subcuenca Lebrija alto*. Obtenido de <file:///C:/Users/Ang%C3%A9lica%20Jaimes%20C/Desktop/TRABAJO%20DE%20GRADO/LISTO/DOCUMENTOS%20EMPLEADOS/SUBCUENCA%20LEBRIJA%20ALTO.pdf>.
- Concesión Ruta del Cacao. (2017). *Levantamiento topográfico del área de influencia del proyecto*. Lebrija, Santander.
- Cuido el agua. (2009). *Tipos de agua*. Obtenido de <http://www.cuidoelagua.org/empapate/origendelagua/tiposagua.html>.
- DANE. (30 de Junio de 2005). *Proyecciones de población municipales por área, en Colombia*. Obtenido de https://www.dane.gov.co/files/investigaciones/poblacion/proyepobla06_20/MProyeccionesMunicipalesedadsexo.pdf.

- DANE. (2 de Octubre de 2005). *Resultados censo 2005 y proyecciones (2005-2020)*. Obtenido de https://www.dane.gov.co/files/investigaciones/poblacion/inf_geo/proyepoblacion.pdf.
- Defensoria del pueblo. (2016). *Diagnóstico sobre la calidad de agua para consumo humano, segundo informe defensorial*. Obtenido de <http://www.defensoria.gov.co/es/public/Informesdefensoriales/428/Diagn%C3%B3stico-sobre-calidad-de-agua-para-consumo-humano-Informes-defensoriales---Agua-Informes-defensoriales---Medio-Ambiente.html>.
- Echeverri, D. (2012). *Como va el agua en Colombia*. Obtenido de <https://primernombre.com/2012/01/21/como-va-el-agua-en-colombia/>.
- Empulebrija E.S.P. (2015). *Cobertura de servicio de acueducto*. Obtenido de <http://empulebrija.gov.co/pages/32/coberturaacueducto>.
- Empulebrija E.S.P. (2016). *Cobertura de empresa de servicio públicos domiciliarios de Lebrija, Santander*. Obtenido de <http://www.lebrija-santander.gov.co/Transparencia/PlaneacionGestionControl/Plan%20de%20Desarrollo%202016-2019.pdf>.
- Gestión integral del recurso hídrico. (2011). *Gestión integral del recurso hídrico en los países de la comunidad andina*. Obtenido de https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/2088/1/GIRH_pa%C3%ADses_Comunidad_Andina.pdf.
- Giles, R. (2002). *Mecánica de los fluidos e hidráulica, Tercera edición*. McGraw-Hill.
- Google Earth. (2018). *Municipio de Lebrija, Santander, Colombia*. Obtenido de Ubicación de veredas del área de influencia del proyecto de la concesionario ruta del Cacao: <https://www.google.com/earth/place/Lebrija,+Santander>.
- Google Maps. (2018). *Mapa del municipio de Lebrija, Santander, Colombia*. Obtenido de http://satellites.pro/plano/mapa_de_Lebrija.Region_de_Santander.Colombia
- Guía para el diseño de estaciones de bombeo. (2016). *Estaciones de bombeo de agua potable*. Obtenido de <http://www.bvsde.paho.org/tecapro/documentos/agua/161esp-diseno-estbombeo.pdf>.
- IDEAM. (2017). *Catálogo de estaciones climatológicas en Santander*. Obtenido de <https://www.datos.gov.co/Ambiente-y-Desarrollo-Sostenible/cat-logo-Nacional-de-Estaciones-del-IDEAM>.
- IGAC. (2016). *Localización y extensión de Lebrija y su división territorial*. Obtenido de <https://www.igac.gov.co/Localizacion-Lebrija>.

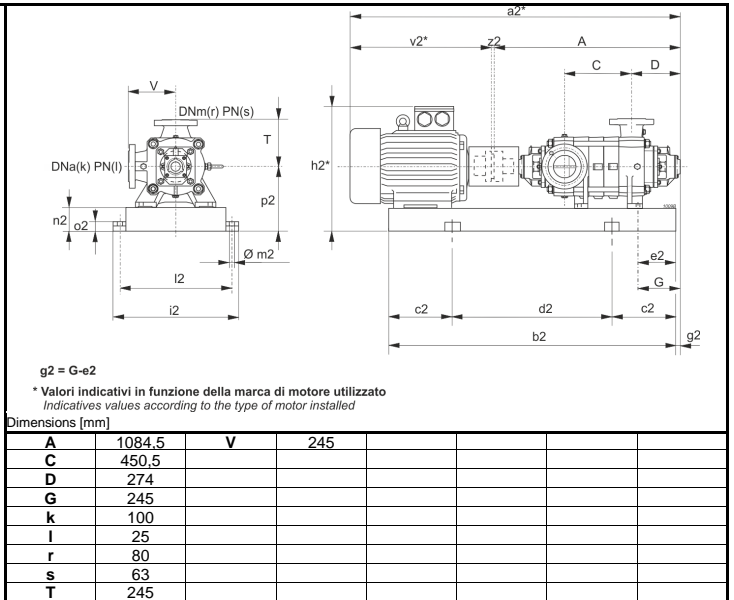
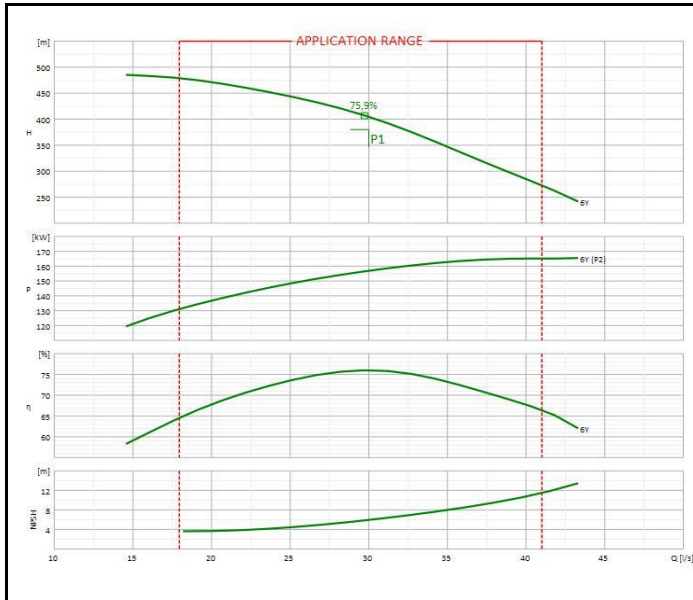
- ISAGEN S.A. E.S.P. (2017). *Central hidroeléctrica Sogamoso*. Obtenido de <https://www.isagen.com.co/SitioWeb/delegate/documentos/nuestro-negocio/generamos-energia/caracteristicas-tecnicas-central-sogamoso.pdf>.
- Materón, H. (1996). *Obras hidráulicas rurales*. Universidad del Valle, Facultad de ingeniería.
- Ministerio de Educacion Nacional de Colombia. (2016). *Educación en Colombia*. Obtenido de <https://guia-santander.educacionencolombia.com.co/aceleracion-del-aprendizaje/COLEGIO-PORTUGAL-lebrija-santander-i21196.html>.
- MINTIC. (2018). *Datos abiertos, ministerio de tecnologías de la informacion y comunales de Colombia*. Obtenido de <https://www.datos.gov.co/Mapas-Nacionales/Departamentos-y-municipios-de-Colombia>.
- Municipio de Lebrija. (2015). *Informe de empalme del municipio de Lebrija*. Obtenido de <http://www.lebrija-santander.gov.co/Transparencia/Informesdeempalme/Forms>.
- Municipio de Lebrija. (2016). *Informacion del municipio de Lebrija, Santander*. Obtenido de <http://www.lebrija-santander.gov.co/MiMunicipio/Paginas/Informacion-del-municipio>.
- Ortiz, W. (2017). *Propuesta para la captacion y uso de agua lluvia en las instalaciones de la universidad Católica de Colombia a partir de un modelo físico de recolección de agua*. Bogotá: Universidad Católica de Colombia.
- Parra, J. (2006). *Diseño del acueducto vereda Vericute sector Nor-Oriental municipio de Floridablanca*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana.
- Plan de desarrollo de Lebrija. (2015). *Plan de desarrollo: Lebrija con calidad social*. Obtenido de <http://cdim.esap.edu.co/Bancomedios/documentos.pdf>.
- Presidentes junta de acción comunal . (2018). *Censo veredal* .
- Price, M. (2003). *Agua subterránea*. México, D.F.: Editorial Limusa, S.A. del C.V. Grupo noriega de editores.
- RAS. (2000). *Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, RAS. Ministerio de vivienda, ciudad y territorio*. Bogotá.
- RAS. (2017). *Reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento - RAS, Ministerio de vivienda, ciudad y territorio. Resolución 330 de 2017*. Bogotá, República de Colombia.

- República de Colombia. (1991). *Constitución política de Colombia*. Obtenido de http://www.secretariassenado.gov.co/senado/basedoc/constitucion_politica_1991.html.
- Sánchez, D. (2012). *Importancia de la hidrología en la ingeniería civil*. Obtenido de <https://www.ingenieriacivil.com/medio-ambiente/hidrologia.php>.
- Secretaria de desarrollo social y económico. (2016). *Desarrollo social y económico municipio de Lebrija*. Obtenido de <http://www.lebrija-santander.gov.co/Ciudadanos/Paginas/Tramites-y-Servicios-Secretaria-de-Desarrollo-Social-y-Economico.aspx>.
- Sisbén. (2016). *Sistema de selección de beneficiarios para programas sociales*. Obtenido de <https://www.sisben.gov.co/Paginas/inicio.aspx>.
- Suárez, M. (2018). *Las aguas del planeta*. Obtenido de <http://www.gobiernodecanarias.org/medusa/ecoblog/msuaump/sociales/tema-3-las-aguas-del-planeta/>.
- Umaña, R. (2009). *Reporte de las estructura del acueducto veredal*.
- UNICEF. (2015). *El agua potable y el saneamiento básico en los planes de desarrollo*. Obtenido de <https://www.unicef.org/colombia/pdf/Agua3.pdf>.
- UNICEF,WHO. (2008). *Progress on drinking water and sanitation, special focus on sanitation*. Obtenido de http://www.who.int/water_sanitation_health/monitoring/jmp2008.pdf.
- WHO. (13 de Noviembre de 2013). *Agua, saneamiento y salud*. Obtenido de World Health Organization: http://www.who.int/water_sanitation:health/higiene/es.

15. ANEXOS

Anexo 1. Curva de la bomba PMS80/6Y.

| | | | | | | | |
|------------------|--|--------------|---|--------------------------------|----------|---------------|-------|
| Customer: | | Ref.: | | ELECTRO HIDRÁULICA S.A. | | | |
| Item | 1 | Quantity | 1 | Required flow rate | 30 l/s | Required head | 380 m |
| Type | CENTRIFUGAL PUMP WITH HORIZONTAL SHAFT | | | Model | PMS80/6Y | | |



| OPERATING DATA - ISO 9906:2012 3B - | | | | | CONSTRUCTION CHARACTERISTICS | | | |
|-------------------------------------|-------|--------|-------|----------|------------------------------|-------------------------|----|----|
| Q [l/s] | H [m] | P [kW] | η [%] | NPSH [m] | UNI delivery flange DN | 80 | PN | 63 |
| | | | | | UNI suction flange DN | 100 | PN | 25 |
| | | | | | Total weight | 1423 | Kg | |
| | | | | | No. Stages | 6 | | |
| | | | | | Pump seal | Packing | | |
| | | | | | Type of installation | Horizontal on baseplate | | |
| **** | **** | **** | **** | **** | Baseplate | BGAM0060 | | |

| OPERATING LIMITS | | | OPERATING CHARACTERISTICS | | | |
|---|---------------------------------|--------------------|---------------------------|-----------|-------|----------|
| Pumped liquid | Water | | Service flow rate | 30,6 | | l/s |
| Max. temperature of pumped liquid | 70°C(std)/90°C(PM,,/B e PM,,/T) | | Service head | 396,5 | | m |
| Maximum density | 1 | kg/dm ³ | Qmin | 18 | 41 | l/s |
| Maximum viscosity | 1 | mm ² /s | H (Q=0) | 500,3 | 478 | m |
| Max. solid content | 20 | g/m ³ | P2 Duty Point | 157,4 | 164,8 | kW |
| Max. no. starts/hr | - | | Pump efficiency | 75,79 | - | % |
| Maximum operating time with closed port | 2min (3500 rpm) | | Rotation speed | 3575 | | 1/min |
| | 6min (1450 rpm) | | Sense of rotation (*) | Clockwise | | |
| | [40 °C] | | Number of pumps installed | Operating | 1 | Stand-by |

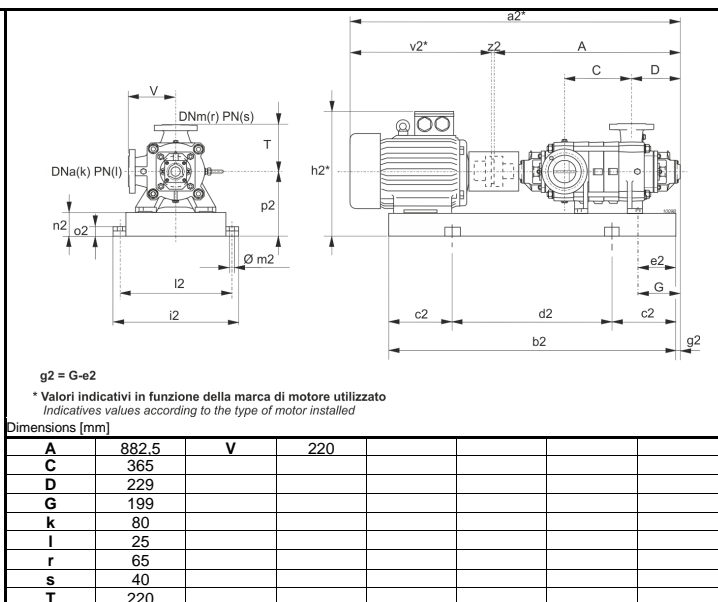
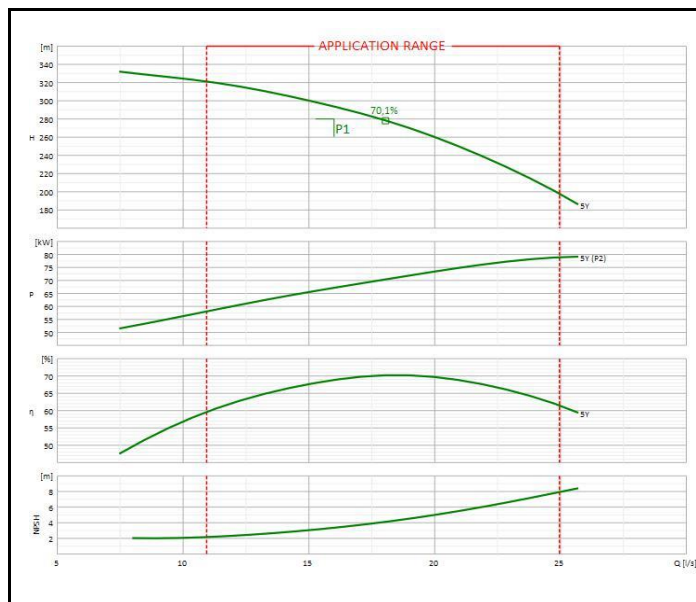
| PUMP MATERIALS | | ELECTRIC MOTOR CHARACTERISTICS | | |
|--------------------|--------------------|--------------------------------|-----------------|------|
| Delivery casing | EN-GJS600-3 | Brand | | |
| Bearing support | EN-GJL250 | Model | H320002T2B33151 | |
| Impeller | EN-GJL200 | Nominal power | 200 | kW |
| Suction casing | EN-GJS400 | Rated frequency | 60 | Hz |
| Pump shaft | AISI 420B (1.4028) | Rated voltage | 460 | V |
| Stuffing box | EN-GJS400 | Efficiency class | IE3 | |
| Bearing flange | EN-GJL250 | Use with inverter | | |
| Diffuser | EN-GJL200 | Rated current | - | - |
| Casing | EN-GJS600-3 | No. Poles | 2 | 3575 |
| Impeller wear ring | EN-GJL200 | Nominal speed | 1/min | |
| | | Type of motor | 3 ~ | |

| | | | | |
|----------------|-------------------|------------------------|----------------|----------|
| Drum wear ring | EN-GJL200 | Efficiency 4/4 - 3/4 | - % | |
| Tie rod | C45 (1.0503) | Power factor 4/4 - 3/4 | - | |
| Shaft sleeve | AISI 431 (1.4057) | Insulation class | F | |
| V seal ring | NBR/HNBR | Is/In | - | Ts/Tn |
| Bearing | Stainless steel | Type of starting | | |
| OR seal ring | NBR/HNBR | Protection class | IP55 | |
| Packing | TURBOSOL MOS2 | Thermal protection | Service Factor | PTC 1,15 |

| | | | |
|--------------------------|-----------------------------------|--------------------|--|
| Notes: | (*) View from motor coupling side | | |
| OFFER No. 17-0001 | Pos. 1.1 | Date 19/07/2018 | |

Anexo 2. Curva de la bomba PM65/5Y.

| | | | | | | | |
|------------------|--|--------------|---|--------------------------------|---------|---------------|-------|
| Customer: | | Ref.: | | ELECTRO HIDRÁULICA S.A. | | | |
| Item | 2 | Quantity | 1 | Required flow rate | 16 l/s | Required head | 280 m |
| Type | CENTRIFUGAL PUMP WITH HORIZONTAL SHAFT | | | Model | PM65/5Y | | |



| OPERATING DATA - ISO 9906:2012 3B - | | | | | CONSTRUCTION CHARACTERISTICS | | | |
|-------------------------------------|-------|--------|-------|----------|------------------------------|-------------------------|----|----|
| Q [l/s] | H [m] | P [kW] | η [%] | NPSH [m] | UNI delivery flange DN | 65 | PN | 40 |
| | | | | | UNI suction flange DN | 80 | PN | 25 |
| | | | | | Total weight | 803 | | Kg |
| | | | | | No. Stages | 5 | | |
| | | | | | Pump seal | Packing | | |
| | | | | | Type of installation | Horizontal on baseplate | | |
| **** | **** | **** | **** | **** | Baseplate | BGAM0060 | | |

| OPERATING LIMITS | | | | OPERATING CHARACTERISTICS | | | |
|---|---------------------------------|--------------------|--|---------------------------|------------|----------|-----|
| Pumped liquid | Water | | | Service flow rate | 16,3 | l/s | |
| Max. temperature of pumped liquid | 70°C(std)/90°C(PM,,/B e PM,,/T) | | | Service head | 291,3 m | | |
| Maximum density | 1 | kg/dm ³ | | Qmin | 10,9 | 25 | l/s |
| Maximum viscosity | 1 | mm ² /s | | H (Q=0) | 317,8 | 320,7 | m |
| Max. solid content | 20 | g/m ³ | | P2 Duty Point | 67,5 | 78,7 | kW |
| Max. no. starts/hr | - | | | Pump efficiency | 69,01 | - | % |
| Maximum operating time with closed port | 2min (3500 rpm) | | | Rotation speed | 3570 1/min | | |
| | 6min (1450 rpm) | | | Sense of rotation (*) | Clockwise | | |
| | [40 °C] | | | Number of pumps installed | Operating | Stand-by | |
| | | | | | 1 | 0 | |

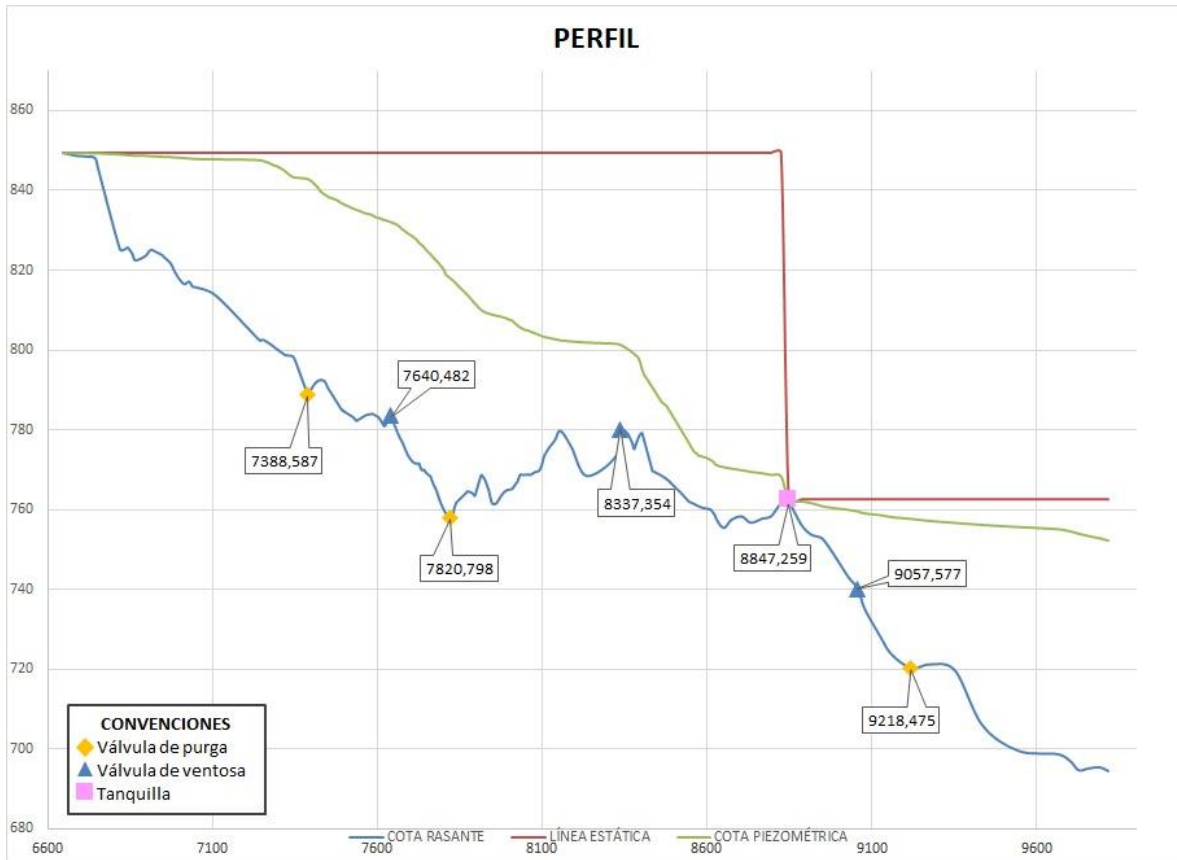
| PUMP MATERIALS | | | ELECTRIC MOTOR CHARACTERISTICS | | | |
|--------------------|--------------------|--|--------------------------------|-----------------|------|-------|
| Delivery casing | EN-GJL250 | | Brand | | | |
| Bearing support | EN-GJL250 | | Model | H309002T2B32801 | | |
| Impeller | EN-GJL200 | | Nominal power | 90 | kW | |
| Suction casing | EN-GJL250 | | Rated frequency | 60 | Hz | |
| Pump shaft | AISI 420B (1.4028) | | Rated voltage | 460 | V | |
| Stuffing box | EN-GJS400 | | Efficiency class | IE3 | | |
| Bearing flange | EN-GJL250 | | Use with inverter | | | |
| Diffuser | EN-GJL200 | | Rated current | - | - | |
| Casing | EN-GJL250 | | No. Poles | 2 | 3570 | 1/min |
| Impeller wear ring | EN-GJL200 | | Nominal speed | | | |
| Drum wear ring | EN-GJL200 | | Type of motor | 3 ~ | | |
| Tie rod | C45 (1.0503) | | Efficiency 4/4 - 3/4 | - % | | |
| Shaft sleeve | AISI 431 (1.4057) | | Power factor 4/4 - 3/4 | - | | |
| | | | Insulation class | F | | |

| | | | | | |
|--------------|-----------------|--------------------|----------------|------|------|
| V seal ring | NBR/HNBR | Is/In | Ts/Tn | - | - |
| Bearing | Stainless steel | Type of starting | | | |
| OR seal ring | NBR/HNBR | Protection class | | IP55 | |
| Packing | TURBOSOL MOS2 | Thermal protection | Service Factor | PTC | 1,15 |

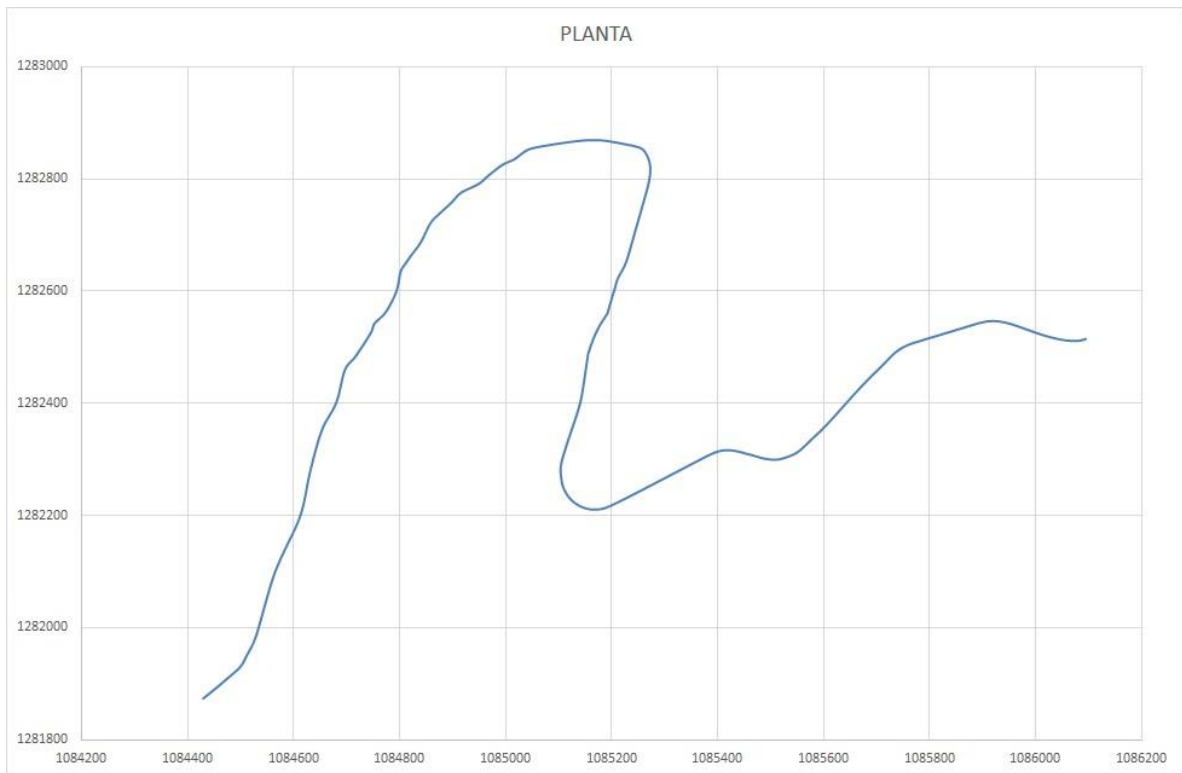
Notes: (*) View from motor coupling side

| | | |
|--------------------------|-------------|--------------------|
| OFFER No. 17-0001 | Pos. 2.1 | Date 19/07/2018 |
|--------------------------|-------------|--------------------|

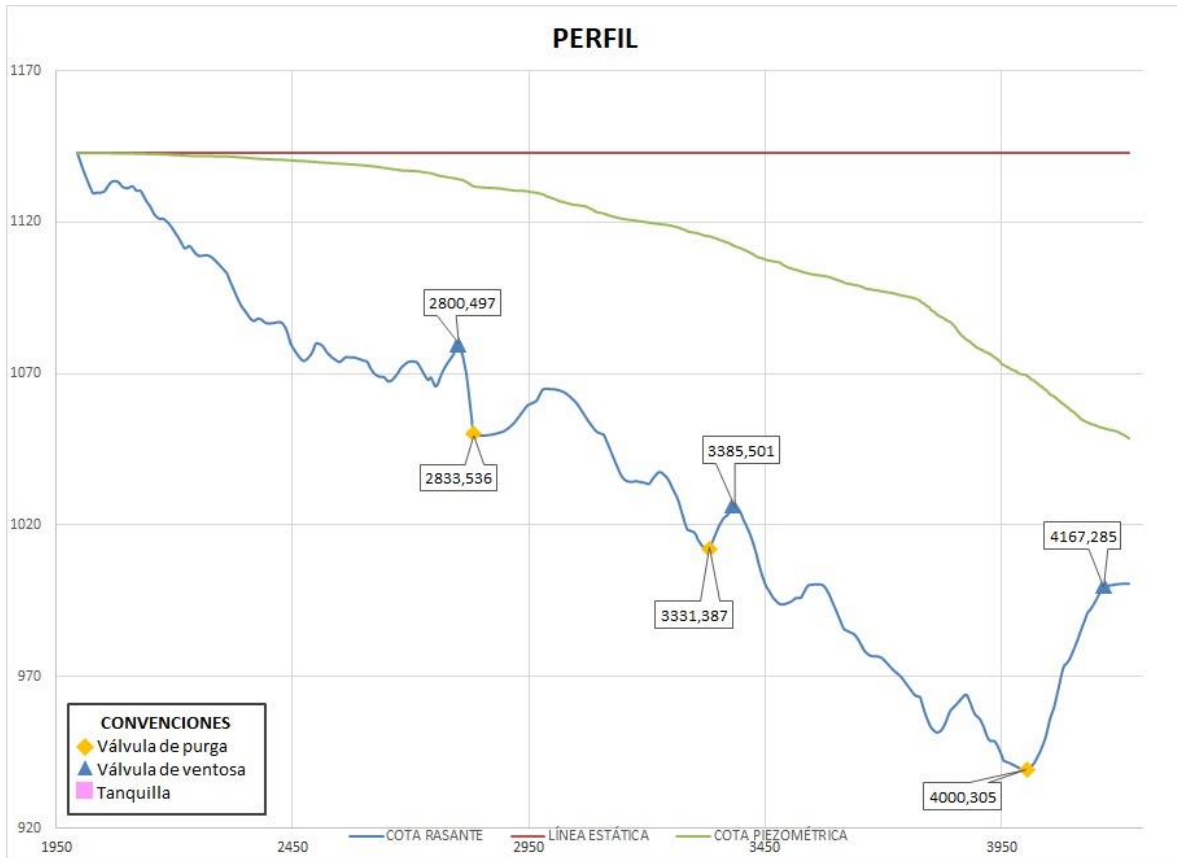
Anexo 3. Perfil tramo por gravedad Lisboa - La Renta.



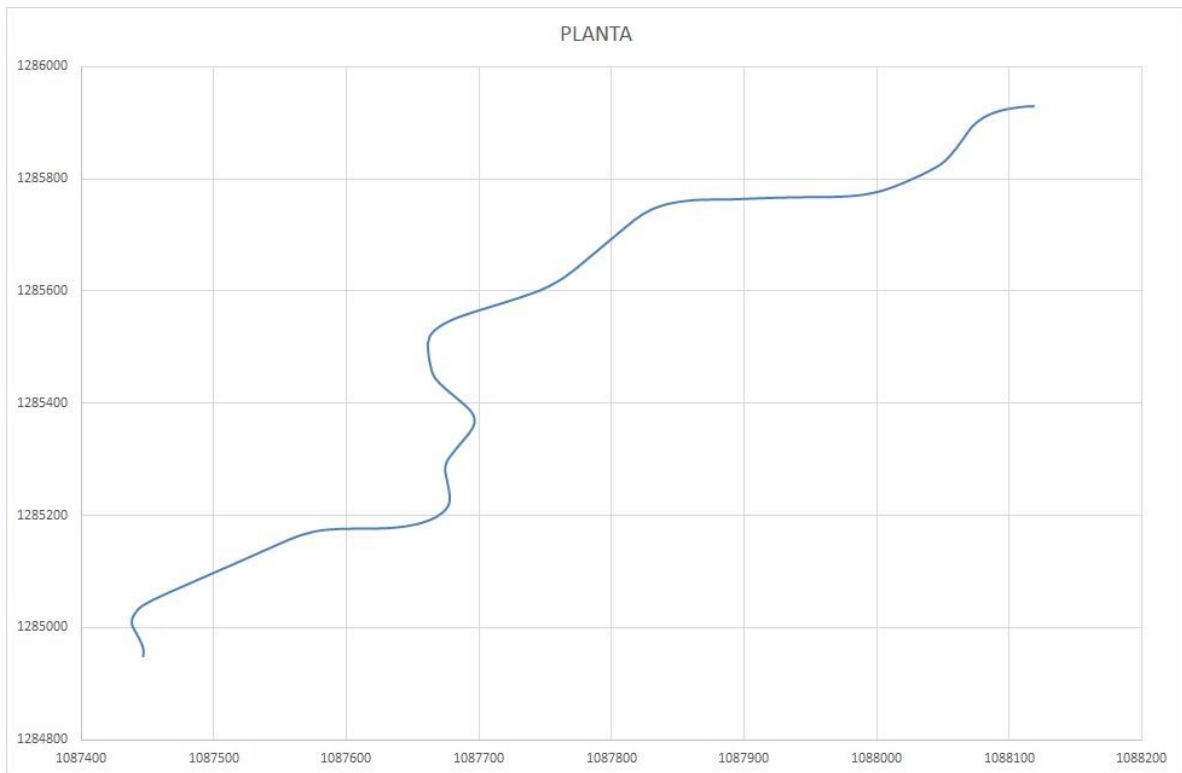
Anexo 4. Planta tramo por gravedad Lisboa - La Renta.



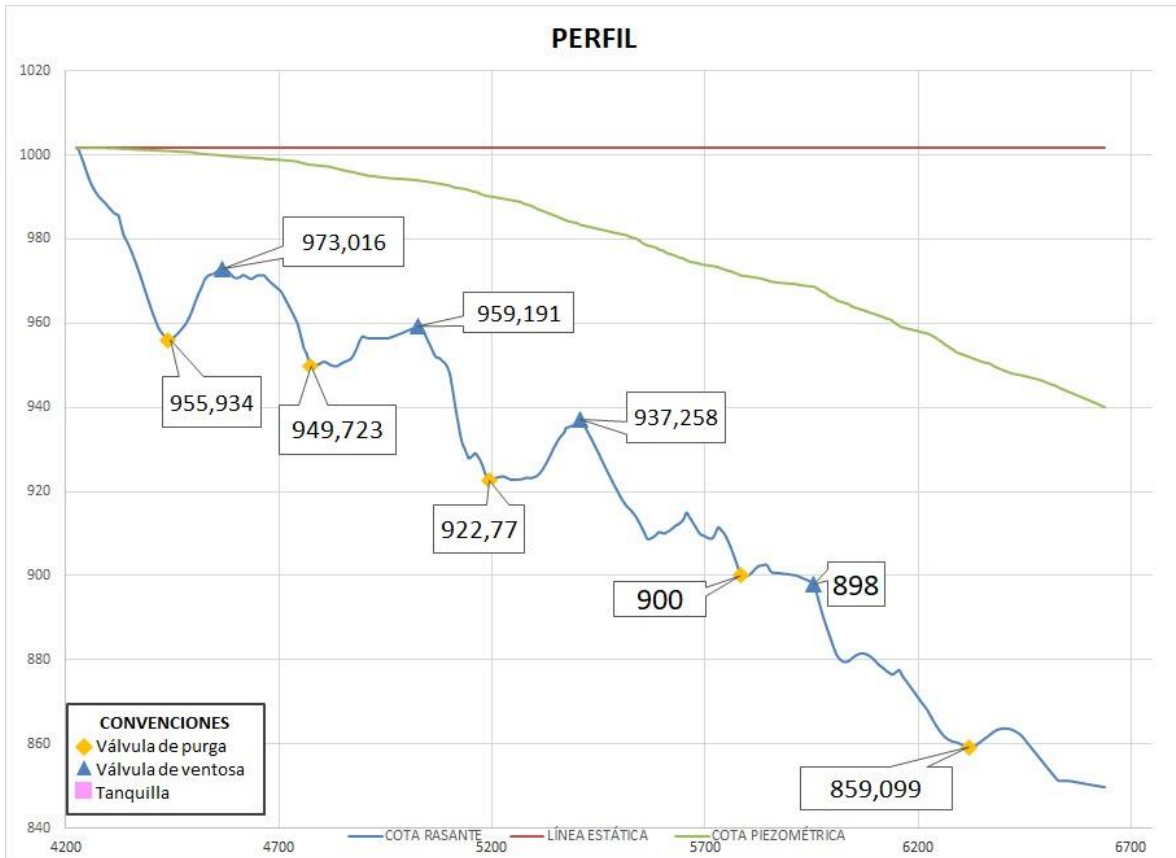
Anexo 5. Perfil tramo por gravedad Angelinos - Portugal sección 1.



Anexo 6. Planta tramo por gravedad Angelinos - Portugal sección 1.



Anexo 7. Perfil tramo por gravedad Angelinos - Portugal sección 2.



Anexo 8. Perfil tramo por gravedad Angelinos - Portugal sección 2.

