**PONTIFICIA UNIVERSIDAD DEL ECUADOR**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE CIVIL**

**DISERTACION PREVIA A LA OBTENCION DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

# DISEÑO DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS DE LA ALTERNATIVA TÉCNICA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA SARDINAS GRANDE, PROVINCIA DE NAPO

**NOMBRES:**

**ANASTASSIA ANDRADE**

**ANDRÉS HEREDIA H.**

**DIRECTOR: ING. HERNÁN ROMERO**

**QUITO, 2013**

# Agradecimiento

*Esta disertación no pudo haberse logrado sin la intervención de varias personas, quienes supieron apoyarnos y guiarnos en todo el tiempo requerido para la culminación de este trabajo. En especial, queremos agradecer a nuestras familias, quienes supieron apoyarnos en todas las decisiones que hemos tomado. A la compañía Astec Cia.Ltda., por darnos la oportunidad de formar parte de su equipo de trabajo y aportarnos con las herramientas necesarias para la realización de esta disertación, particularmente a la Ing. Ximena Hidalgo y al Ing. Patricio Ortega, por sus valiosos consejos. Finalmente, agradecemos a la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, al Ing. Hernán Romero, director de esta disertación y a nuestros correctores, Ing. José Valencia e Ing. Miguel Araque, por su tiempo y ayuda otorgados.*

***Anastassia y Andrés***

# Dedicatoria

*Quiero dedicar esta disertación a mi mamá y mi papá, quienes me brindaron todo su apoyo y cariño para poder culminar exitosamente mi carrera, a mis hermanos por ser incondicionales, y a todas aquellas personas quienes con su presencia dejaron una huella en mi vida, gracias por todo.*

***Anastassia Paula Andrade Borges***

# Dedicatoria

*Quiero dedicar esta disertación a mi mamá, a mi papá y a mi hermana por el apoyo incondicional, valores y consejos brindados durante toda mi carrera y en mi vida, a mi familia en general por estar presentes en cada momento vivido y valiosos consejos, a Vicky por ser un apoyo constante en el día a día brindándome consejos y fuerzas para seguir adelante con mis sueños y metas, a mis amigos y compañeros por acompañarme en mi época estudiantil y siempre estar presentes.*

***Byron Andrés Heredia Hidalgo***

# RESUMEN

La Central Hidroeléctrica Sardinas constituye uno de los seis proyectos hidroeléctricos de pequeña generación (hasta 10 MW), impulsados por el Instituto Nacional de Preinversión (INP) y el Ministerio de Electricidad y Energía Renovable (MEER) con el objetivo de aprovechar el potencial hídrico del país.

La concepción de un diseño alternativo a nivel de factibilidad para la Central Hidroeléctrica Sardinas nace de la necesidad de optimizar los diseños hidráulicos mediante la implementación de una conducción a presión y estructuras adicionales, en lugar de una conducción con flujo gravedad, presentada como el elemento más característico en la alternativa tradicional. La disertación comprende el diseño de obras de captación, conducción y protección para la central hidroeléctrica con un caudal de 8 $m^3/s$ provenientes del río Sardinas.

Las obras hidráulicas más representativas de la alternativa presentada están conformadas por una toma de tipo caucasiana utilizada con mayor frecuencia en ríos de montaña; un desarenador de doble cámara que permite el funcionamiento permanente de la central hidroeléctrica independientemente de las labores de mantenimiento; una conducción presurizada con tubería de GRP de 1975 m a lo largo de la margen izquierda del río Sardinas; la implementación de una chimenea de equilibrio como obra de protección para evitar efectos perjudiciales en la conducción causados por el golpe de ariete y la respectiva tubería de alta presión en acero que

finaliza en una casa de máquinas equipada con dos turbinas Francis resultando en una generación de 6,7 MW.

Complementario al diseño hidráulico, se realizó un presupuesto para la alternativa presentada en base al presupuesto final de la alternativa tradicional, considerando exclusivamente una modificación en el costo total de obras civiles por tener obras hidráulicas diferentes a las presentadas originalmente. Con estos resultados se realizó un análisis económico con el fin de determinar los parámetros de rentabilidad más significativos del proyecto alterno y a partir de estos comparar con los parámetros emitidos en el proyecto original y determinar cuál sería el criterio de diseño más adecuado para su implementación en el proyecto Sardinas.

# TABLA DE CONTENIDOS

**RESUMEN** ..... **v**

**TABLA DE CONTENIDOS** ..... **vii**

**INDICE DE FIGURAS** ..... **xvi**

**INDICE DE TABLAS** ..... **xx**

**CAPITULO I** ..... **1**

**GENERALIDADES** ..... **1**

*1.1 Antecedentes* ..... *1*

1.1.1 Introducción ..... 1

1.1.2 Objetivo y alcance de la disertación ..... 3

*1.2 Aspectos generales* ..... *4*

1.2.1 Situación geográfica ..... 4

Ubicación del proyecto ..... 4

1.2.2 Apreciación general y técnica de la zona ..... 8

1.2.2.1 Obras de captación ..... 10

1.2.2.2 Obras de conducción ..... 14

1.2.2.3 Casa de máquinas ..... 18

1.2.3.4 Poblaciones cercanas a la zona del proyecto ..... 19

1.2.3 Aspectos Socioeconómicos ..... 20

*1.3 Hidrología y sedimentología* ..... *22*

1.3.1 Objetivos ..... 23

1.3.1.1 Objetivo general ..... 23

1.3.1.2 Objetivos específicos ..... 23

1.3.2 Descripción físico – geográfica de la zona de proyecto ..... 24

1.3.3 Análisis Climático ..... 29

1.3.4 Análisis de precipitaciones ..... 29

1.3.5 Definición de curvas de duración y variación estacional para el aprovechamiento de caudales medios diarios en el sitio de captación ..... 32

1.3.6 Caudales medios y máximos en el sitio de captación; así como caudales con probabilidad de excedencia, de estiaje y ecológicos requeridos aguas abajo de la captación .. 34
1.3.6.1 Caudales medios ..... 35
1.3.6.2 Caudales característicos ..... 40
1.3.6.3 Caudal Ecológico ..... 41
1.3.6.4 Caudales máximos ..... 42
1.3.6.5 Caudal de generación ..... 43
*1.4 Geología y geotecnia ..... 44*
1.4.1 Materiales presentes en la zona de proyecto ..... 44
1.4.1.1 Suelo ..... 44
1.4.1.2 Conglomerado ..... 45
1.4.1.3 Rocas ..... 45
1.4.2 Litología ..... 46
1.4.2.1 Suelo coluvio- aluvial ..... 46
1.4.2.2 Suelos coluviales ..... 46
1.4.2.3 Suelo aluviales ..... 47
1.4.2.4 Suelos residuales ..... 47
**CAPITULO II ..... 49**
**DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA TRADICIONAL A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO HIDROELECTRICO SARDINAS ..... 49**
*2.1 Concepción general de la alternativa tradicional ..... 49*
*2.2 Análisis técnico de la alternativa tradicional ..... 50*
2.2.1 Análisis hidráulico ..... 50
2.2.1.1 Obras de captación o de toma ..... 56
2.2.1.2 Obras de conducción ..... 73
2.2.1.3 Obras de protección ..... 92
2.2.1.4 Casa de máquinas ..... 107
2.2.2 Análisis económico de la alternativa tradicional ..... 114
2.2.2.1 Parámetros Económicos iniciales ..... 114
2.2.2.2 Costos ..... 115
2.2.2.3 Financiamiento ..... 116
2.2.2.4 Beneficios ..... 116
2.2.2.5 Flujo económico y resultado ..... 117

2.2.2.6 Flujo financiero y resultados ..... 119

**CAPITULO III ..... 120**

**DISEÑO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DE LOS ELEMENTOS COMPONENTES DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA LA MINICENTRAL SARDINAS GRANDE ..... 120**

*3.1 Concepción general de la alternativa tradicional ..... 120*

3.1.1 Descripción general ..... 120

*3.2 Determinación de coeficientes de rugosidad de Manning para el río Sardinas ..... 121*

3.2.1 Cálculo del coeficiente de rugosidad: ..... 124

3.2.1.1 Márgenes del río Sardinas ..... 124

3.2.1.2 Lecho del río Sardinas ..... 125

3.2.2 Resumen de resultados ..... 127

*3.3 Obras de derivación ..... 127*

3.3.1 Azud vertedero ..... 127

3.3.1.1 Consideraciones de diseño ..... 127

3.3.1.2 Dimensionamiento del azud ..... 134

3.3.1.3 Muros de protección ..... 151

3.3.2 Rejilla de entrada ..... 154

3.3.2.1 Consideraciones de diseño ..... 154

3.3.2.2 Dimensionamiento de la rejilla ..... 155

3.3.2.3 Resumen de resultados ..... 165

3.3.2 Galería de captación ..... 166

3.3.2.1 Consideraciones de diseño ..... 166

3.4.2.2 Dimensionamiento de la galería de captación ..... 167

3.3.3 Desripiador ..... 173

3.3.3.1 Consideraciones de diseño ..... 173

3.3.3.2 Dimensionamiento del desripiador ..... 177

*3.4 Obras de conducción ..... 188*

3.4.1 Canal inicial de conducción ..... 188

3.4.1.1 Consideraciones de diseño ..... 188

3.4.1.2 Dimensionamiento del canal inicial ..... 191

3.4.2 Conducción de baja presión ..... 198

3.4.2.1 Consideraciones de diseño ..... 198

3.4.2.2 Dimensionamiento de la tubería de baja presión ..... 203

3.4.3 Optimización de la tubería de presión ..... 215
3.4.3.1 Criterios de diseño ..... 215
3.4.3.2 Dimensionamiento de la tubería de alta presión ..... 219
3.4.3.3 Curva de optimización ..... 242
3.4.3.4 Curva del capital ..... 243
3.4.3.5 Curva de pérdidas ..... 243
3.4.3.6 Selección de tubería óptima ..... 244
*3.5 Obras de protección ..... 247*
3.5.1 Zampeado y cuenco disipador ..... 247
3.5.1.1 Consideraciones de diseño ..... 247
3.5.1.2 Dimensionamiento del cuenco disipador ..... 249
3.5.2 Enrocado ..... 257
3.5.2.1 Consideraciones de diseño ..... 257
3.5.2.2 Dimensionamiento del enrocado ..... 259
3.5.3 Escalera de peces ..... 262
3.5.3.1 Consideraciones de diseño ..... 262
3.5.3.2 Dimensionamiento de la escalera de peces ..... 267
3.5.4 Desarenador ..... 275
3.5.4.1 Consideraciones de diseño ..... 275
3.5.4.2 Dimensionamiento del desarenador ..... 282
3.5.5 Tanque de carga - Conducción Sardinas ..... 300
3.5.5.1 Consideraciones de diseño ..... 300
3.5.5.2 Dimensionamiento del tanque de carga ..... 308
3.5.6 Chimenea de equilibrio ..... 322
3.5.6.1 Introducción ..... 322
3.5.6.2 Golpe de ariete ..... 322
3.5.6.3 Tiempo de cierre ..... 324
3.5.6.4 Sobrepresión en tuberías ..... 325
3.5.6.5 Consideraciones de diseño de la Chimenea de equilibrio ..... 326
3.5.6.6 Tipos de Chimeneas ..... 328
3.5.6.7 Chimenea con orificio restringido ..... 328
3.5.6.8 Ecuación de la dinámica o Ecuación de Euler para chimeneas con orificio ..... 329
3.5.6.9 Ecuación de la continuidad ..... 333
3.5.6.10 Estabilidad de la chimenea de equilibrio ..... 334
3.5.6.11 Dimensionamiento de la chimenea de equilibrio ..... 335

3.5.7 Casa de maquinas ..... 347
3.5.7.1 Introducción ..... 347
3.5.7.2 Elección de la turbina ..... 348

**CAPITULO IV ..... 351**

**VOLÚMENES DE OBRA Y PRESUPUESTO PARA LA ALTERNATIVA PROPUESTA DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA SARDINAS ..... 351**

*4.1 Presupuesto del proyecto Hidroeléctrico Sardinas ..... 351*
4.1.1 Introducción ..... 351
4.1.2 Volúmenes de obra ..... 352
4.1.2.1 Obras de captación ..... 352
4.1.2.2 Desarenador ..... 356
4.1.2.3 Conducción ..... 359
4.1.2 Presupuesto resumen del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ..... 376

*4.2 Evaluación económico-financiera del proyecto Hidroeléctrico Sardinas ..... 379*
4.2.1 Introducción ..... 379
4.2.2 Objetivo ..... 380
4.2.3 Parámetros iniciales ..... 380
4.2.4 Flujo de caja para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ..... 383
4.2.4.1 Inversiones y costos ..... 383
4.2.4.2 Beneficios ..... 385
4.2.5 Flujo de caja económico del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ..... 389
4.2.5.1 Análisis de sensibilidad ..... 392
4.2.6 Flujo de caja financiero del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ..... 393
4.2.6.1 Análisis de sensibilidad ..... 398

**CAPITULO V ..... 399**

**EVALUACIÓN GENERAL DE IMPACTO AMBIENTAL ..... 399**

*5.1 Necesidad de una evaluación de impacto ambiental ..... 399*

*5.2 Descripción de actividades en las fases del proyecto. ..... 400*
5.2.1 Etapa de construcción ..... 401
5.2.2 Etapa de operación y mantenimiento ..... 402

*5.3 Inventario ambiental ..... 403*

5.3.1 Definición de los objetivos del inventario ambiental ..... 404
5.3.1.1 Áreas de influencia ..... 404
5.3.2 Levantamiento de información in situ ..... 406
5.3.2.1 Línea base del proyecto ..... 406
*5.4 Determinación de la fragilidad ..... 415*
5.4.1 Área de sensibilidad del medio físico ..... 415
5.4.1.1 Vegetación ..... 415
5.4.1.2 Suelos ..... 416
5.4.1.3 Agua ..... 416
5.4.1.4 Fauna ..... 416
5.4.2 Área de sensibilidad del medio Humano ..... 417
5.4.2.1 Medio Social ..... 417
5.4.2.2 Medio Socio-económico ..... 417
5.4.3 Árbol de factores ambientales ..... 418
*5.5 Ponderación de factores ambientales ..... 418*
*5.6 Identificación de impactos ambientales ..... 421*
5.6.1 Matriz de Leopold ..... 421
5.6.2 Pesos relativos para cada acción ..... 424
5.6.3 Cribado de impactos ambientales ..... 426
5.6.4 Impactos ambientales significativos ..... 431
5.6.4.1 Cambios en el relieve del terreno por la instalación de campamento ..... 431
5.6.4.2 Alteración física y química del agua por la instalación de campamentos: ..... 431
5.6.4.3 Afectación a la fauna por la instalación de campamentos ..... 432
5.6.4.4 Generación de empleo por la instalación de campamentos ..... 432
5.6.4.5 Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por el transporte de materiales y personal ..... 432
5.6.4.6 Cambios en el relieve del terreno por el desbroce y desalojo de vías de acceso ... 433
5.6.4.7 Presencia de partículas por producción de polvo por efecto del desbroce y desalojo de vías de acceso ..... 433
5.6.4.8 Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por el desbroce y desalojo de vías de acceso ..... 433
5.6.4.9 Afectación a la fauna por desbroce y desalojo de vías de acceso ..... 434
5.6.4.10 Afectación a la vegetación por desbroce y desalojo de vías de acceso ..... 434
5.6.4.11 Afectación de la estabilidad del suelo y erosión por efecto del movimiento de tierras en vías de acceso ..... 434

5.6.4.12 Incremento del nivel de ruido por el movimiento de tierras en vías de acceso ... 434
5.6.4.13 Presencia de partículas por producción de polvo por efecto del movimiento de tierras en vías de acceso ... 435
5.6.4.14 Cambios en el relieve del terreno por desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas ... 435
5.6.4.15 Afectación de la estabilidad del suelo y erosión por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas ... 435
5.6.4.16 Alteración física y química del agua causada por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas ... 436
5.6.4.17 Afectación a la fauna por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas ... 436
5.6.4.18 Afectación a la vegetación por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas ... 436
5.6.4.19 Pérdida del valor escénico por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas ... 436
5.6.4.20 Generación de empleo por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas ... 437
5.6.4.21 Cambios en el relieve del terreno por la excavación para cimentación ... 437
5.6.4.22 Afectación de la estabilidad del suelo y erosión por la excavación para cimentación ... 437
5.6.4.23 Afectación a la fauna por la excavación para cimentación ... 437
5.6.4.24 Afectación a la vegetación por excavación para cimentación ... 438
5.6.4.25 Presencia de partículas por producción de polvo en la construcción de obras en hormigón ... 438
5.6.4.26 Producción de elementos tóxicos en la atmósfera por la construcción de obras en hormigón ... 438
5.6.4.27 Pérdida del valor escénico por la construcción de obras en hormigón ... 438
5.6.4.28 Generación de empleo por la construcción de obras en hormigón ... 439
5.6.4.29 Incremento de la inversión y turismo por la construcción de obras en hormigón 439
5.6.4.30 Incremento del nivel de ruido por la construcción de obras electromecánicas ... 439
5.6.4.31 Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por la construcción de obras electromecánicas ... 440
5.6.4.31 Incremento de inversión y turismo por la construcción de obras electromecánicas ... 440
5.6.4.32 Alteración física y química del agua por la producción de energía ... 440
5.6.4.33 Incremento del nivel de ruido por la producción de energía ... 441

5.6.4.34 Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por la producción de energía .. 441
5.6.4.35 Generación de empleo por la producción de energía ..... 441
5.6.4.1 Generación eléctrica en la producción de energía ..... 441
5.6.4.36 Incremento de inversión y turismo por la producción de energía ..... 441
5.6.5 Matriz causa-efecto tras un primer juicio ..... 442

*5.7 Valoración cualitativa de impactos o cálculo de la importancia ..... 444*
5.7.1 Valoración cualitativa de impactos según Garmendia ..... 447

*5.8 Caracterización del proyecto hidroeléctrico Sardinas ..... 454*
5.8.1 Formulario de categorización de proyectos - MAE ..... 455

*5.9 Plan de manejo ambiental (PMA) para las fases de construcción y operación del proyecto hidroeléctrico Sardinas ..... 460*
5.9.1 Objetivos del PMA ..... 460
5.9.2 Programas del PMA ..... 461
5.9.2.1 Programa de Prevención y Mitigación de Impactos ..... 461
5.9.2.2 Programa de Manejo de Desechos ..... 463
5.9.2.3 Programa de Contingencias y Riesgos ..... 464
5.9.2.4 Plan de Restauración ..... 466
5.9.2.5 Programa de Participación Ciudadana ..... 467
5.9.2.6 Programa de Capacitación Ambiental ..... 468
5.9.2.7 Programa de Seguridad Industrial y Salud Ocupacional ..... 469
5.9.2.8 Programa de monitoreo ambiental ..... 470

**CAPITULO VI ..... 473**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL ESQUEMA CONVENCIONAL Y DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA LA MINICENTRAL SARDINAS GRANDE ..... 473**

*6.1 Introducción ..... 473*

*6.2 Análisis comparativo de las obras hidráulicas ..... 474*
6.2.1 Obras de captación ..... 474
6.2.2 Desarenador ..... 476
6.2.3 Conducción ..... 477

*6.3 Análisis comparativo de parámetros económicos ..... 479*

**CAPITULO VII ..... 483**

**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ..... 483**

*7.1 Conclusiones ..... 483*

7.1.1 Obras hidráulicas ..... 483

7.1.2 Análisis económico ..... 487

*7.2 Recomendaciones ..... 489*

**BIBLIOGRAFÍA ..... 491**

# INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Ubicación del proyecto hidroeléctrico Sardinas ..... 5
Figura 1.2. Ubicación del proyecto hidroeléctrico Sardinas en el mapa físico del Ecuador.... 7
Figura 1.3. Río Sardinas..... 11
Figura 1.4. Crecida en el río Sardinas..... 12
Figura 1.5. Zona de captación..... 12
Figura 1.6. Margen izquierda del río Sardinas..... 13
Figura 1.7. Ubicación del desripiador..... 13
Figura 1.8. Quebrada Q1..... 15
Figura 1.9. Margen derecha de la vía..... 16
Figura 1.10. Quebrada Q2, margen izquierda de la vía ..... 16
Figura 1.11. Quebrada Q3..... 17
Figura 1.12. Quebrada Q4..... 18
Figura 1.13. Vía Baeza-Lago Agrio..... 20
Figura 1.14. Cuencas del río Sardinas..... 26
Figura 1.15. Perfil del cauce principal del proyecto Sardinas..... 26
Figura 1.16. Tipos de suelo en la cuenca del río Sardinas ..... 28
Figura 1.17. Cobertura vegetal y uso del suelo en la cuenca del río Sardinas ..... 28
Figura 1.18. Isoyetas anuales en el área de estudio..... 31
Figura 1.19. Isoyetas anuales en el área de estudio..... 34
Figura 1.20. Caudales medios mensuales para cada estación ..... 36
Figura 1.21. Caudales característicos para cada probabilidad de excedencia ..... 41
Figura 1.22. Curva de duración general de caudales ..... 43
Figura 2.1. Componentes de la Central Hidroelectrica Sadrinas (Alternativa Tradicional) .. 51
Figura 2.2. Componentes de la Central Hidroelectrica Sadrinas (Alternativa Tradicional) .. 52
Figura 2.3. Componentes de la Central Hidroelectrica Sadrinas (Alternativa Tradicional) .. 53
Figura 2.4. Componentes de la Central Hidroelectrica Sadrinas (Alternativa Tradicional) .. 54
Figura 2.5. Componentes de la Central Hidroelectrica Sadrinas (Alternativa Tradicional) .. 55
Figura 2.6. Lugar de captación Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ( Alternativa Tradicional)57
Figura 2.7. Gráfico perfil Creager..... 63
Figura 2.8. Esquema del azud de captación ..... 63
Figura 2.9. Dimensiones del azud de captación..... 64
Figura 2.10. Ubicación de la rejilla de fondo en el azud (Corte transversal)..... 66
Figura 2.11. Ubicación de la rejilla de fondo en el azud ( Corte longitudinal)..... 66
Figura 2.12. Perfil de fondo y agua en la galería de captación. ..... 68
Figura 2.13. Ubicación y componentes del desripiador. ..... 71
Figura 2.14. Sección transversal canal de inicio. ..... 76
Figura 2.15. Canal rectangular inicial. ..... 77
Figura 2.16. Esquema tanque inicial para el sifón Sardinas. ..... 81
Figura 2.17. Esquema general del sifón Sardinas. ..... 84
Figura 2.18. Conformacion de zanja para la tubería de conducción. ..... 87
Figura 2.19. Esquema general de acueductos. ..... 89
Figura 2.20. Curva de optmización Proyecto Sardinas ..... 91
Figura 2.21. Casos de resaltos hidráulicos. ..... 93

Figura 2.22. Clasificación de los perfiles de flujo en flujo gradualmente variado (Curvas de remanso)..... 97
Figura 2.23. Esquema general de la ubicación del zampeado y enrocado de protección. ..... 99
Figura 2.24. Esquema general del desarenador de doble cámara. ..... 101
Figura 2.25. Esquema general de la escalera de peces..... 103
Figura 2.26. Detalle de rodete y distribuidor de una turbina Francis..... 111
Figura 2.27. Cámara espiral de una turbina Francis..... 112
Figura 2.28.Turbina Francis de eje horizontal. ..... 113
Figura 3.1. Márgenes del río Sardinas ..... 124
Figura 3.2. Lecho del río Sardinas ..... 126
Figura 3.3. Valores de la relación La/P2 para distintos materiales del lecho ..... 129
Figura 3.4. Coeficientes de descarga para crestas con pared vertical ..... 130
Figura 3.5. Coeficientes de descarga $C_o$ (Sistema Internacional) ..... 131
Figura 3.6. Factores kazud y nazud para crestas con pared vertical ..... 132
Figura 3.7. Definición de la curvatura en la cresta del perfil Creager ..... 133
Figura 3.8. Parámetros hidráulicos ..... 136
Figura 3.9. Coeficientes de descarga Co (Sistema Internacional)..... 138
Figura 3.10. Coeficientes de descarga Co (Sistema Internacional)..... 139
Figura 3.11. Factores $k_{azud}$ y $n_{azud}$ para crestas con pared vertical..... 141
Figura 3.12. Definición de la curvatura en la cresta del perfil Creager ..... 142
Figura 3.13. Perfil Creager..... 145
Figura 3.14. Curvatura de la cresta de un azud..... 146
Figura 3.15. Perfil final del azud vertedero ..... 147
Figura 3.16. Perfil del azud vertedero dimensionado ..... 150
Figura 3.17. Simulación Q100 en la zona de captación ( Panorámica) ..... 152
Figura 3.18. Simulación Q100 en la zona de captación ( Sección transversal) ..... 153
Figura 3.19. Muros de protección en la zona de captación..... 154
Figura 3.20. Parámetros hidráulicos ..... 157
Figura 3.21. Relación $e_{crest}/H_{crest}$..... 158
Figura 3.22. Esquema en planta de la rejilla de captación..... 162
Figura 3.23. Esquema en planta de la rejilla de captación..... 164
Figura 3.24. Perfil de la galería de captación..... 171
Figura 3.25. Parámetros hidráulicos de la galería de captación..... 172
Figura 3.26. Variación del esfuerzo cortante crítico con el tamaño de los sedimentos (Shields)..... 176
Figura 3.27. Parámetros de cálculo para el vertedero sumergido ..... 178
Figura 3.28. Coeficientes $\varepsilon_d$ para vertederos de pared gruesa con descarga ahogada, según F. Domínguez (1959) ..... 180
Figura 3.29. Variación del esfuerzo cortante crítico con el tamaño de los sedimentos (Shields)..... 182
Figura 3.30. Pendientes laterales para canales..... 191
Tabla 3.24. Parámetros generales del canal rectangular ..... 192
Figura 3.31. Dimensiones del canal rectangular..... 198
Figura 3.32. Pérdidas de carga locales..... 200
Figura 3.33. Accesorios tubería GRP..... 202
Figura 3.34. Accesorios tubería GRP..... 203
Figura 3.35. Ubicación de válvulas de aire y desagüe ..... 213

Figura. 3.36. Detalle de unión por medio de bridas. ..... 214
Figura 3.37. Detalle zanja tipo conducción de baja presión. ..... 215
Figura 3.38. Pérdidas en la rejilla $\xi_R$ ..... 222
Figura 3.39. Pérdidas por entrada $\xi_E$ ..... 222
Figura 3.40. Pérdidas por bifurcación $\xi_{ram}$ ..... 224
Figura 3.41. Pérdidas por bifurcación $\xi_{ram}$ para tubos Y ..... 225
Figura 3.43. Parámetros hidráulicos para las obras de zampeado y cuenco disipador ..... 255
Figura 3.44. Diámetro efectivo y peso del enrocado ..... 258
Figura 3.45. Lectura del diámetro efectivo y peso del enrocado ..... 261
Figura 3.46. Estructura de disipación por cubeta ..... 263
Figura 3.47. Parámetros hidráulicos ..... 265
Figura 3.48. Parámetros hidráulicos ..... 278
Figura 3.49. Parámetros hidráulicos del desarenador ..... 285
Figura 3.50. Geometría de la transición ..... 289
Figura 3.51. Desarenador ..... 290
Figura 3.52. Geometría del orificio ..... 293
Figura 3.53. Geometría del orificio ..... 297
Figura 3.55. Parámetros hidráulicos de la rejilla del tanque de carga ..... 311
Figura 3.56. Componentes del tanque de carga ..... 315
Figura 3.57. Parámetros hidráulicos del tanque de carga ..... 316
Figura 3.58. Dimensionamiento del tanque de carga ..... 318
Figura 3.59. Parámetros hidráulicos de la chimenea de equilibrio-1 ..... 329
Figura 3.60. Parámetros hidráulicos de la chimenea de equilibrio- ..... 333
Figura 3.61. Funciones sinusoidales- cierre ..... 339
Figura 3.62. Esquema chimenea de equilibrio- cierre ..... 340
Figura 3.63. Esquema chimenea de equilibrio- apertura ..... 343
Figura 3.64. Esquema chimenea de equilibrio- apertura ..... 344
Figura 3.65. Esquema general chimenea de equilibrio ..... 347
Figura 3.66. Gráfico mecánico para elección de turbina Q - $H_{neta}$ ..... 349
Figura 4.1. Esquema de las obras de captación para el cálculo de volúmenes de obra ..... 355
Figura 4.2. Esquema del desarenador para el cálculo de volúmenes de obra ..... 358
Figura 4.3. Esquema del canal rectangular para el cálculo de volúmenes de obra ..... 361
Figura 4.4. Esquema de la conducción de baja presión para el cálculo de volúmenes de obra ..... 364
Figura 4.5. Esquema de la alcantarilla en la abscisa 1+186.82, para el cálculo de volúmenes de obra ..... 365
Figura 4.6. Esquema de un relleno en la abscisa 1+820.00, para el cálculo de volúmenes de obra ..... 366
Figura 4.7. Esquema del tanque de carga para el cálculo de volúmenes de obra ..... 369
Figura 4.8. Esquema de la descarga del tanque de carga para el cálculo de volúmenes de obra ..... 371
Figura 4.9. Esquema de la chimenea de equilibrio para el cálculo de volúmenes de obra .. 373

Figura 4.10. Esquema de la conducción de alta presión para el cálculo de volúmenes de obra ..... 375
Figura 5.1. Vegetación aledaña Río Sardinas. ..... 407
Figura 5.2. Bosque característico de la zona del proyecto. ..... 408
Figura 5.3. Fustes arbóreos. ..... 409
Figura 5.4. Zona destinada para la construcción de la chimenea de equilibrio. ..... 410
Figura 5.5. Vía carrozable existente ..... 413
Figura 5.6. Actividad ganadera en la zona del proyecto. ..... 414
Figura 5.7. Paso del Sistema de Oleoducto Transecuatoriano SOTE ..... 415
Figura 5.8. Proceso de licenciamiento ambiental MAE ..... 459

# INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Coordenadas de la quebrada Q1 ..... 15
Tabla 1.2. Coordenadas de la quebrada Q2 ..... 15
Tabla 1.3. Coordenadas de la quebrada Q3 y Q4..... 17
Tabla 1.4. Coordenadas de la casa de máquinas ..... 19
Tabla 1.5. Nivel de pobreza en el cantón El Chaco ..... 21
Tabla 1.6. Características físico- geográficas ..... 25
Tabla 1.7. Características climáticas de las cuencas del río Sardinas ..... 29
Tabla 1.8. Precipitaciones anuales en las estaciones consideradas ..... 30
Tabla 1.9. Variación estacional mensual de precipitaciones..... 32
Tabla 1.10. Ecuaciones de intensidad ..... 33
Tabla 1.11. Duración de lluvias para cada período de retorno..... 33
Tabla 1.12. Estaciones más representativas para definición de caudales medios ..... 35
Tabla 1.13. Coeficientes de correlación para relleno y extensión de caudales medios mensuales..... 37
Tabla 1.14. Series de caudales medios mensuales (1981 – 2010)..... 37
Tabla 1.15. Caudal medio para la captación del río Sardinas ..... 38
Tabla 1.16. Series de caudales medios mensuales usando el método de transposición de caudales (1981 – 2010) ..... 39
Tabla 1.17. Caudales característicos para cada probabilidad de excedencia ..... 40
Tabla 1.18. Caudales ecológicos y disponibles para diferentes probabilidades de excedencia ..... 42
Tabla 1.19. Caudales máximos para distintos períodos de retorno..... 42
Tabla 1.20. Porcentaje de material presente en el proyecto ..... 46
Tabla 1.21. Porcentaje de material presente en el proyecto ..... 48
Tabla 2.1. Coordenadas geográficas del azud. ..... 61
Tabla 2.2. Coordenadas de perfil Creager para el azud. ..... 62
Tabla 2.3. Parámetros hidráulicos al pie del azud..... 64
Tabla 2.4. Coeficientes para cálculo de la rejilla de fondo en funcion de geometría del barrote. ..... 67
Tabla 2.5. Dimensiones de la rejilla de fondo..... 67
Tabla 2.6. Coordenadas de ingreso al desripiador. ..... 70
Tabla 2.7. Características y parametros hidráulicos del desripiador. ..... 70
Tabla 2.8. Resultados para arrastre de partículas en el desripiador. ..... 72
Tabla 2.9. Características del vertedero de excesos del desripiador. ..... 72
Tabla 2.10. Coordenadas geográficas del ingreso del canal rectangular inicial. ..... 76
Tabla 2.11. Coordenadas geográficas del cruce con la quebrada..... 77
Tabla 2.12. Coordenadas geográficas de ingreso del canal al tanque de carga del sifón. ..... 78
Tabla 2.13. Parámetros hidráulicos en el canal rectangular. ..... 78
Tabla 2.14. Coordenadas inicio tanque de carga del sifón. ..... 80
Tabla 2.15. Coordenadas fin tanque de carga del sifón. ..... 80
Tabla 2.16. Cotas del espejo de agua y base de la tubería de presión en el tanque inicial. ... 82
Tabla 2.17. Parámetros hidráulicos y características del sifón. ..... 82
Tabla 2.18. Cotas del espejo de agua y base de la tubería de presión en el tanque final. ..... 83

Tabla 2.19. Parámetros hidráulicos y características del canal de descarga del tanque inicial. ..... 84
Tabla 2.20. Parámetros hidráulicos y características del canal de descarga del tanque final. 84
Tabla 2.21. Parámetros hidráulicos y características de la tubería a gravedad. ..... 86
Tabla 2.22. Coordenadas de ingreso del tanque de carga Sardinas..... 87
Tabla 2.23. Ubicación de quebradas y sus respectivos acueductos. ..... 88
Tabla 2.24. Datos iniciales para la optmización de la tubería de presión. ..... 90
Tabla 2.25. Energía generada y ganancias percibidas..... 91
Tabla 2.26. Parámetros hidráulicos y caracteristicas del Río Sardinas en el sitio de captación. ..... 96
Tabla 2.27. Longitudes de zampeado y enrocado aguas abajo del azud. ..... 98
Tabla 2.28. Caracteristicas del enrocado. ..... 98
Tabla 2.29. Características del desarenador Sardinas ..... 100
Tabla 2.30. Características de la transicion de salida del desarenador. ..... 101
Tabla 2.31. Caracteristicas del canal de limpieza del desarenador ..... 102
Tabla 2.32. Características de la escalera de peces Sardinas. ..... 103
Tabla 2.33. Coordenadas geográficas ingreso al tanque de carga Sardinas. ..... 105
Tabla 2.34. Parámetros hidráulicos y características de la conduccion de flujo a gravedad.105
Tabla 2.35. Características del tanque de carga Sardinas. ..... 106
Tabla 2.36. Características canal de descarga tanque de presión Sardinas. ..... 106
Tabla 2.37. Características de las turbinas Francis. ..... 109
Tabla 2.38. Parámetros de produccion y operación de la Central Sardinas. ..... 115
Tabla 2.39. Costos de inversión. ..... 115
Tabla 2.39. Costos de operación y mantenimiento. ..... 116
Tabla 2.40. Beneficios por generaciónhidroeléctrica. ..... 117
Tabla 2.41. Beneficios por generaciónhidroeléctrica..... 117
Tabla 2.43. Beneficios por generación hidroeléctrica..... 118
Tabla 2.45. Beneficios por generación hidroeléctrica..... 119
Tabla 3.1. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad ..... 123
Tabla 3.2. Valores adoptados para las márgenes del río Sardinas ..... 125
Tabla 3.3. Valores adoptados para el lecho del río Sardinas ..... 126
Tabla 3.4. Coeficientes n de Manning para el lecho y las márgenes del río Sardinas ..... 127
Tabla 3.5. Datos generales para el diseño de la escalera de peces ..... 135
Tabla 3.6. Parámetros aguas arriba del azud vertedero..... 136
Tabla 3.7. Parámetros aguas arriba del azud vertedero..... 143
Tabla 3.8. Coordenadas del perfil Creager ..... 143
Tabla 3.9. Curvatura de la cresta de un azud ..... 146
Tabla 3.10. Curvatura de la cresta de un azud ..... 156
Tabla 3.11. Coeficiente n de Manning..... 156
Tabla 3.12. Valores de coeficiente $x_{rej}$ ..... 161
Tabla 3.13. Tipos, aberturas y espesores de la rejilla..... 164
Tabla 3.14. Resumen de resultados..... 165
Tabla 3.15. Datos generales ..... 168
Tabla 3.16. Pérdidas por efecto de fricción y velocidad ..... 170
Tabla 3.17. Coordenadas del perfil de la galería de captación..... 172
Tabla 3.18. Datos generales para dimensionamiento del desripiador ..... 177
Tabla 3.19. Dimensiones asumidas del canal de limpieza ..... 181
Tabla 3.20. Parámetros iniciales para el cálculo del tiempo de vaciado del desripiador ..... 184

Tabla 3.21. Tiempo de vaciado del desripiador ..... 185
Tabla 3.22. Arrastre de partículas para $Q_{d\text{-}lav}$ = 5.09 $m^3/s$ ..... 186
Tabla 3.23. Velocidades máximas admisibles según material ..... 190
Tabla 3.25. Parámetros hidráulicos calculados del canal rectangular ..... 195
Tabla 3.26. Parámetros generales del canal trapezoidal ..... 196
Tabla 3.27. Parámetros hidráulicos calculados del canal trapezoidal ..... 197
Tabla 3.30. Parámetros generales para el cálculo de pérdidas en la tubería ..... 201
Tabla 3.29. Conformación de zanjas para tuberías de GRP ..... 203
Tabla 3.30. Parámetros generales del tanque de carga-1 ..... 204
Tabla 3.31. Parámetros generales del tanque de carga-2 ..... 204
Tabla 3.32. Presiones admisibles para distintos diámetros de tubería en GRP ..... 206
Tabla 3.33. Pérdidas por fricción en la tubería de baja presión ..... 208
Tabla 3.34. Pérdidas localizadas en la tubería de baja presión ..... 210
Tabla 3.35. Resumen de pérdidas localizadas en la tubería de baja presión ..... 211
Tabla 3.36. Pérdidas totales en la tubería de baja presión ..... 211
Tabla 3.37. Parámetros necesarios para la definición de la cota piezométrica ..... 212
**Descripción** ..... 212
**Valor** ..... 212
**Unidad** ..... 212
Tabla 3.38. Conformación de zanjas para tuberías de GRP ..... 214
Tabla 3.39. Elementos necesarios para la optimización de la tubería de presión ..... 217
Tabla 3.40. Costos indirectos ..... 218
Tabla 3.41. Valores de KWh según CONELEC ..... 219
Tabla 3.42. Características de la tubería de presión ..... 219
Tabla 3.43. Parámetros requeridos para el cálculo del diámetro óptimo en la tubería de presión ..... 220
Tabla 3.44. Características de la tubería de presión ..... 220
Tabla 3.45. Coeficientes de pérdida $\xi_k$ ..... 223
Tabla 3.46. Coeficientes de pérdida $\xi v$ ..... 223
Tabla 3.47. Coeficientes de pérdida $\xi_{ram}$ ..... 224
Tabla 3.48. Coeficientes de pérdida $\xi_{ram}$ para tubos en Y ..... 224
Tabla 3.49. Tabla de coeficientes adoptados ..... 225
Tabla 3.50. Factores de fricción para cada diámetro de tubería de presión ..... 228
Tabla 3.51. Pérdidas en la tubería de presión para cada diámetro disponible ..... 228
Tabla 3.52. Datos generales para las turbinas ..... 230
Tabla 3.53. Costos indirectos para el proyecto Sardinas ..... 233
Tabla 3.54. Porcentajes de costos indirectos para el proyecto Sardinas ..... 233
Tabla 3.55. Costo directo de inversión ..... 234
Tabla 3.56. Costo indirecto para gastos financieros ..... 234
Tabla 3.57. Valor anual por amortización ..... 237
Tabla 3.58. Tarifas impuestas por CONELEC ..... 240
Tabla 3.59. Generación y pérdidas anuales por potencia y energía ..... 241
Tabla 3.60. Selección del diámetro óptimo para la tubería de presión ..... 245
Figura 3.42. Curva de optimización de la tubería de presión ..... 246

Tabla 3.61. Parámetros río Sardinas ..... 250
Tabla 3.62. Datos generales para el diseño del enrocado ..... 260
Tabla 3.63. Datos generales para el diseño de la escalera de peces ..... 267
Tabla 3.64. Dimensiones adoptadas ..... 268
Tabla 3.65. Velocidades de sedimentación ..... 278
Tabla 3.66. Datos generales ..... 283
Tabla 3.67. Tiempo de vaciado del desarenador ..... 294
Tabla 3.68. Cálculos del tiempo de vaciado del desarenador ..... 294
Tabla 3.69. Datos generales para el diseño del canal de limpieza del desarenador ..... 299
Tabla 3.70. Datos generales para el diseño del tanque de carga ..... 308
Tabla 3.71. Parámetros generales para la rejilla de entrada del tanque ..... 311
Tabla 3.72. Cotas requeridas para el dimensionamiento del tanque de carga ..... 316
Tabla 3.73. Parámetros generales para el cálculo del vertedero de excesos del tanque de carga ..... 319
Tabla 3.74. Parámetros generales para el cálculo del vertedero de excesos del tanque de carga ..... 320
Tabla 3.75. Parámetros generales para el cálculo del vertedero de excesos del tanque de carga ..... 321
Tabla 3.77. Datos iniciales para el programa VisSim ..... 341
Tabla 3.78. Simulación de la disminución del caudal en función del tiempo ..... 342
Tabla 3.79. Datos iniciales para el programa VisSim ..... 343
Tabla 3.81. Simulación de la disminución del caudal en función del tiempo ..... 346
Tabla 3.82. Resumen características de la chimenea de equilibrio ..... 346
Tabla 3.83. Parámetros generales para elección de la turbina ..... 349
Tabla 3.84. Rango de caída para diferentes tipos de turbina. ..... 349
Tabla 4.1. Volúmenes de obra para las obras de captación ..... 353
Tabla 4.2. Volúmenes de obra para el desarenador ..... 356
Tabla 4.3. Volúmenes de obra para el canal abierto de hormigón ..... 360
Tabla 4.4. Volúmenes de obra para la tubería de baja presión en GRP ..... 363
Tabla 4.5. Volúmenes de obra para las alcantarillas de la conducción de baja presión ..... 367
Tabla 4.6. Volúmenes de obra para la estructura base del tanque de carga ..... 368
Tabla 4.7. Volúmenes de obra para la descarga del tanque ..... 370
Tabla 4.8. Volúmenes de obra para la chimenea de equilibrio ..... 372
Tabla 4.9. Volúmenes de obra para la tubería de alta presión ..... 374
Tabla 4.10. Resumen del presupuesto de la alternativa propuesta del Proyecto Sardinas ..... 376
Tabla 4.11. Parámetros iniciales de la evaluación económico – financiera ..... 381
Tabla 4.12. Presupuesto alternativa propuesta del proyecto Sardinas ..... 383
Tabla 4.13. Operación y mantenimiento en el proyecto Sardinas ..... 384
Tabla 4.14. Depreciación anual del capital invertido en el proyecto Sardinas ..... 385
Tabla 4.15. Valores preferenciales de KWh según CONELEC ..... 386
Tabla 4.16. Beneficios por venta de energía ..... 386
Tabla 4.17. Caudales medios mensuales (1981-2010) para el proyecto Sardinas ..... 387
Tabla 4.18. Beneficios anuales del proyecto Sardinas ..... 388
Tabla 4.19. Análisis económico del proyecto (Flujo de caja) ..... 390
Tabla 4.20. Indicadores de rentabilidad para el proyecto Sardinas ..... 392
Tabla 4.21. Indicadores de sensibilidad del flujo económico del Proyecto Sardinas. ..... 393
Tabla 4.22. Pago anual de interés y capital puro ..... 396
Tabla 4.23. Análisis financiero del proyecto (Flujo de caja) ..... 396

Tabla 4.24. Indicadores de rentabilidad para el inversionista del proyecto. ..... 398
Tabla 4.25. Indicadores de sensibilidad del flujo financiero del Proyecto Sardinas. ..... 398
Tabla 5.1. Actividades a realizar en fase de operación y mantenimiento. ..... 402
Tabla 5.2. Árbol de factores ambientales del proyecto. ..... 418
Tabla 5.3. Matriz base de pesos relativos para factores ambientales. ..... 420
Tabla 5.4. Matriz de Leopold para magnitud e importancia del impacto ambiental. ..... 422
Tabla 5.5. Matriz de Leopold para determinación de impactos ambientales ..... 423
Tabla 5.6. División de pesos relativos de cada acción. ..... 425
Tabla 5.7. Formulario para cribado de impactos ambientales ..... 427
Tabla 5.8. Matriz de Leopold con impactos ambientales cribados. ..... 429
Tabla 5.9. Matriz causa-efecto ..... 443
Tabla 5.10. Matriz de Garmendia para valoración cualitativa de impactos. ..... 448
Tabla 5.11. Matriz de Leopold con valores de Importancia (I) ..... 450
Tabla 5.12. Matriz de Leopold con valores de Importancia Normalizada (IN) ..... 451
Tabla 5.13. Clasificación de impactos por medio de su significancia. ..... 452
Tabla 5.13. Significancia de impactos ambientales. ..... 453
Tabla 5.14. Puntaje y caracterización de proyectos. ..... 455
Tabla 5.15. Formulario MAE para caracterización de proyectos. ..... 456
Tabla 5.16. Límites para Descargas de Aguas Negras y Grises a Cuerpos de Agua Dulce. 471
Tabla 6.1. Comparación de las obras hidráulicas en la captación ..... 475
Tabla 6.2. Comparación ´de dimensiones para desarenador ..... 476
Tabla 6.3. Comparación de las obras de conducción ..... 478
Tabla 6.4. Comparación entre indicadores de rentabilidad del flujo económico ..... 480
Tabla 6.5. Análisis de sensibilidad ..... 481
Tabla 7.2. Comparación entre indicadores de rentabilidad del flujo económico ..... 487
Tabla 7.3. Análisis de sensibilidad ..... 489

# CAPITULO I

# GENERALIDADES

## 1.1 Antecedentes

### *1.1.1 Introducción*

A lo largo de la historia se ha venido llevando a cabo proyectos que beneficien a la sociedad y al desarrollo de una nación de manera sostenible y que tengan el menor impacto sobre la zona en donde se los va a construir. Un ejemplo de ello, es el promover proyectos que utilicen recursos renovables, que en el caso de nuestro país, corresponde al recurso hídrico, el cual durante muchos años no ha sido explotado como se lo debería para proporcionar al país la cantidad de energía suficiente para suplir la demanda e ir a la par con el crecimiento poblacional.

Es así, que el Gobierno Ecuatoriano mediante el Ministerio de Electricidad y Energía Renovable ha estado generando proyectos hidroeléctricos de pequeña y mediana magnitud para generación de electricidad más económica para el país y a su vez fuentes de trabajo para personas residentes en las zonas cercanas a los proyectos. Uno de los Proyectos Hidroeléctricos que ha llegado a tener cabida es el llamado Proyecto de la Mini Central Hidroeléctrica Sardinas, el cual aprovechará la capacidad hídrica del Río Sardinas, ubicado en la Provincia de Napo.

El aprovechamiento del agua para una central hidroeléctrica tiene que ver necesariamente con la ubicación de las fuentes y la evaluación de las facilidades de aprovechamiento de esta. La planificación de una Central Hidroeléctrica y más específicamente del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas, corresponde a la planificación

del uso del agua, en donde se enfoca su prioridad en función del plan de desarrollo del país.

Otro aspecto relevante es la implementación de una política racional del agua, la cual se debe basar en el principio de la conservación de los recursos hídricos y en una

planificación de su aprovechamiento, siempre sujeto a un control por parte de las autoridades de un país. (KROCHIN, 1986)

Para desarrollar este proyecto, se ha requerido fases de estudios preliminares, que han ido definiendo de manera puntual cuales son las mejores alternativas de diseño para la Central Hidroeléctrica siendo una de ellas la más óptima y la que será objeto de comparación con la alternativa que estará tratada y diseñada más detalladamente en la presente disertación.

Paralelamente, se podrá realizar una comparación técnica de las alternativas detalladas tomando en cuenta que el objetivo principal de la inversión en un proyecto hidroeléctrico será el beneficio a las personas.

### 1.1.2 *Objetivo y alcance de la disertación*

Aprovechando el potencial hídrico de la zona oriental de la provincia de Napo, se plantea realizar el diseño hidráulico de los componentes de la alternativa técnica de la mini central Sardinas, para aportar energía eléctrica al Sistema Nacional Interconectado y así apoyar a que el país pueda generar la suficiente energía eléctrica para abastecer la demanda, sin la necesidad de importar energía de los países vecinos.

El alcance de la presente disertación está orientado a realizar un diseño alternativo de las obras civiles hidráulicas de captación, conducción y restitución de la Central Hidroeléctrica Sardinas cuyo diseño tradicional fue realizado por la Consultora ASTEC en su fase de Factibilidad.

A continuación se procederá a realizar una comparación entre ambos diseños para determinar cuál será la alternativa técnica más rentable tomando en cuenta que las características utilizadas para los dos diseños son únicas para la zona del proyecto.

Conjuntamente, se realizará una evaluación de impacto ambiental para la alternativa desarrollada y se la comparará con aquella previamente realizada por la compañía ASTEC.

Finalmente, se realizará un análisis de carácter económico para definir la rentabilidad de la alternativa presentada y comparar los resultados obtenidos con los previamente presentados por la compañía ASTEC en su diseño original.

## 1.2 Aspectos generales

### 1.2.1 *Situación geográfica*

***Ubicación del proyecto***

El proyecto Hidroeléctrico Sardinas estará ubicado en la Provincia de Napo, entre las poblaciones San Francisco de Borja y El Chaco, aproximadamente a 100 km de la ciudad de Quito.

Las coordenadas UTM de ubicación de la Central Hidroeléctrica Sardinas en la zona del proyecto son las siguientes:

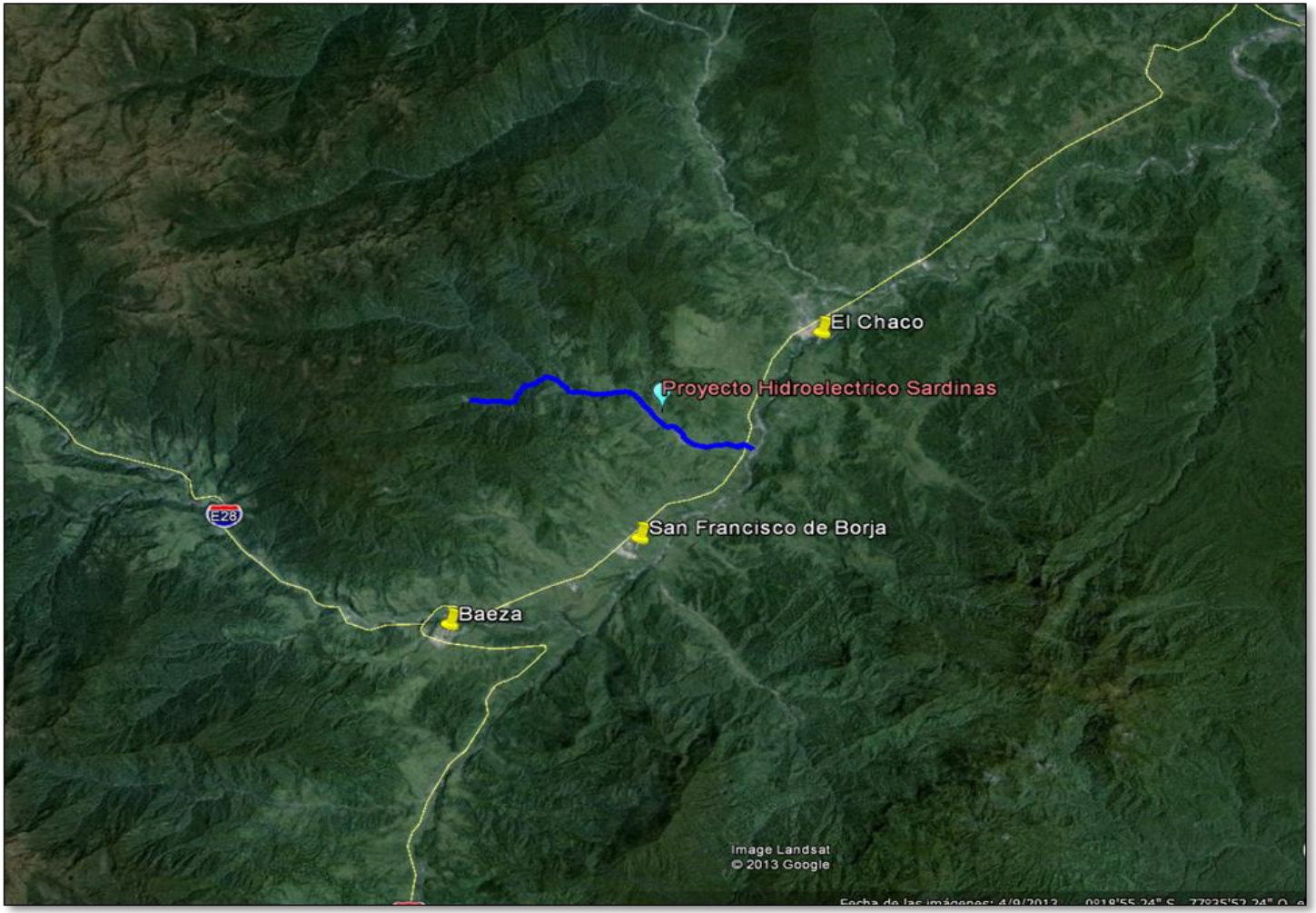
E 183000 – N 9958500

E 183000 – N 9958000

E 186000 – N 9958000

E 186000 – N 9958500

*Figura 1.1. Ubicación del proyecto hidroeléctrico Sardinas*




*Fuente: Google Earth, Ubicación Río Sardinas, Prov. Napo, Ecuador.*

A la zona del proyecto se puede llegar fácilmente por la vía Baeza-Lago Agrio. Algunas poblaciones aledañas a éste son Borja, El Chaco y Sta. Rosa donde existe un movimiento comercial moderado.

De igual manera, la ubicación del proyecto resulta ser estratégica por su proximidad a la ciudad de Quito de donde se puede obtener un control más detallado de su funcionamiento y de su mantenimiento periódico.

La ubicación de la Mini central Sardinas se puede ver más detalladamente en el Mapa Físico del Ecuador (Anexo 1).

*Figura 1.2. Ubicación del proyecto hidroeléctrico Sardinas en el mapa físico del Ecuador*




*Fuente: Google Earth, Ubicación Río Sardinas, Prov. Napo, Ecuador*

La ubicación geográfica del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas se lo obtuvo a partir de las cartas topográficas suministradas por el Instituto Geográfico Militar a una escala de 1 a 50.000. El trazo de la cuenca del Río Sardinas se realizó con la Carta Topográfica "Baeza" de una manera aproximada porque esta posee curvas de nivel cada 40 metros.

En proyectos hidroeléctricos donde es indispensable implantar una ubicación detallada para sus obras civiles, se necesita un estudio preciso de la topografía de la zona, para asegurar la óptima ubicación de los componentes. (KROCHIN, 1986)

Por ello, la Consultora ASTEC por medio de la Empresa CARTOTECNIA realizó un mapa de 875 Ha con curvas de nivel cada 5 metros y a una escala de 1 a 5.000.

### 1.2.2 *Apreciación general y técnica de la zona*

Una apreciación general de la zona es fundamental para ubicar los problemas o las condiciones reales del lugar donde será implantado el proyecto. Usualmente la concepción del proyecto nace de una visita técnica y por ello la importancia de describir a la zona del proyecto de manera detallada, analizando las posibles facilidades que se pueda dar al diseño al momento de realizar los trabajos en oficina.

En el caso del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas en la alternativa seleccionada para que sea desarrollada en fase de Factibilidad se ubicaron las coordenadas específicas de cada uno de los componentes y de esta manera con una visita técnica, observar más detalladamente las condiciones reales del lugar y las zonas de implantación de cada uno de estos.

Los objetivos impuestos para la visita fueron los siguientes:

- Ubicación geográfica de los componentes principales de la conducción planteada en la presente disertación y en la alternativa tradicional diseñada por la compañía ASTEC.
- Visualización de los cruces de la tubería de baja presión sobre las quebradas, donde se cree que los taludes son inestables.
- Ubicación de los cruces de la tubería de alta presión con el SOTE y quebradas adyacentes.
- Ubicación tentativa del tanque de carga como punto de inicio de la tubería de baja presión.
- Determinación de las características geológicas de la zona del proyecto en especial de la ubicación de las obras de captación, desarenador, conducción y tanque de carga.
- Visualización de las características del material de los taludes a lo largo de la conducción y criterios geológicos para construcción de bermas, zanjas e inclinación de taludes necesarios según el tipo de material encontrado.
- La ubicación de casa de máquinas y análisis del riesgo de tener una crecida del Río Sardinas que afecte las descargas del agua turbinada por la central.
- La ubicación de quebradas menores a lo largo de la conducción.
- Ubicación de asentamientos poblacionales cercanos a la zona del proyecto.
- Análisis de la topografía de la zona, comparación y verificación con la entregada para el proyecto.

#### *1.2.2.1 Obras de captación*

Según (KROCHIN, 1986) los criterios que básicamente se siguen para la ubicación y selección del tipo de una obra de toma son los siguientes:

- La cantidad de agua suficiente para satisfacer los fines para los que el proyecto fue concebido.
- La ubicación de la captación debe satisfacer un criterio de seguridad de las obras civiles y al menor costo posible.

En el lugar de implantación de las obras de captación se encontraron características que serán de gran ayuda para el diseño de los componentes hidráulicos de la Central y que, lógicamente, buscarán cumplir con los criterios descritos en el libro de "Diseño Hidráulico" de (KROCHIN, 1986).

Más específicamente en el sitio de toma del proyecto, se puede observar que las pendientes son relativamente fuertes y que generarían grandes crecidas en el Río en el caso de fuertes precipitaciones ya que se tendrá excesivos escurrimientos por las laderas de la cuenca.

El Río Sardinas, en su recorrido desde el sitio de toma hasta el cuarto de máquinas, desciende 100 m en vertical con alrededor de 3.5 km de longitud y una pendiente de 4% aproximadamente.

Se pudo constatar que la zona es de alta pluviosidad, propensa a causar crecidas considerables del Río Sardinas en especial en épocas invernales, como se puede ver en la Figura 1.3.

*Figura 1.3. Río Sardinas*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

En la zona de captación y en general en gran parte de la zona del proyecto, se observaron 3 terrazas de material en su mayoría material coluvio-aluvial, el cual presenta características aceptables para excavación con máximo 5 metros de profundidad con cortes de taludes máximo en su mayoría de H/V= 1/3 y bermas de una longitud de 1 m y una altura de 3 m. (Criterios del Ing. Luis Torres, Geólogo).

La presencia de 3 terrazas a cada margen del río Sardinas se debe, según criterios emitidos por el Ing. Luis Torres, a que el nivel de agua anteriormente alcanzaba dichos niveles, formando así límites que son visiblemente notorios hoy en dia. La presencia del mismo material aluvial hasta por encima de la vía hace referencia a que el río, a lo largo de su vida, tuvo un tamaño mucho mayor, tanto en su ancho como en calado de agua.

Al momento de la visita a la zona de captación, el río Sardinas se muestra con una crecida considerable, como se observa en las Figuras 1.4. y 1.5.

*Figura 1.4. Crecida en el río Sardinas*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

*Figura 1.5. Zona de captación*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

La transición hasta llegar al desarenador se ubica en la explanada a la margen izquierda próxima al Río Sardinas como se muestra en las figuras Figura. 1.6 y 1.7.

La explanada donde irá ubicada la estructura mostraba poca vegetación, con lo cual el proceso de desbroce será de menor magnitud. Esto al parecer causado por la construcción de una vía de tercer orden en el costado izquierdo de dicha explanada, lo que se constató al existir un previo movimiento de tierras.

*Figura 1.6. Margen izquierda del río Sardinas*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

*Figura 1.7. Ubicación del desripiador*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

Las coordenadas geográficas de cada una de las estructuras que serán construidas para la Central Sardinas serán detalladas en el Capítulo II.

Se vio la posibilidad de que las obras de captación y el desarenador estén asentadas sobre una falla geológica que a simple vista no representa mayor inconveniente si el diseño para estas obras se las realiza siguiendo parámetros óptimos como se detallaran en el Capítulo III de la presente disertación.

Se notó la facilidad de ingreso a las obras de captación por medio de la vía que se encuentra justo a la margen izquierda del Río Sardinas.

### *1.2.2.2 Obras de conducción*

Las obras de conducción básicamente son aquellas que transportan el agua hacia la casa de máquinas aprovechando el relieve topográfico del terreno para su posterior generación hidroeléctrica. Generalmente se tratan de tuberías de acero o de PVC dependiendo de las presiones que se generen dentro de la tubería. Pero no solamente las obras de conducción constituyen las tuberías sino también estructuras que aportan carga hidráulica a la conducción, como son los tanques de carga o tanques presurizadores.

Entre las obras de conducción tenemos:

- Canales abiertos
- Tubería de baja presión
- Tubería de alta presión
- Sifones
- Acueductos

Las tuberías de conducción requieren a lo largo de su recorrido realizar cruces por sinuosidades topográficas como quebradas o barrancos, para ello es necesario describir en la zona del proyecto Sardinas cuales de ellas resultarían problemáticas para la conducción del agua desde las obras de toma hasta la casa de máquinas.

Para ello, uno de los objetivos principales de la visita fue ubicar las pequeñas quebradas por donde cruzaría la conducción. Se localizó con ayuda de GPS la ubicación geográfica de cada una de éstas, para posteriormente ubicarlas en los planos topográficos.

A la altura de la futura ubicación del desarenador, se localizó una quebrada pequeña Q1; la Tabla 1.1. muestra sus coordenadas.

*Tabla 1.1. Coordenadas de la quebrada Q1*

| COORDENADAS | X | Y |
|---|---|---|
| Q1 | 182996 | 9958262 |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

*Figura 1.8. Quebrada Q1*




*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

Siguiendo con el recorrido a lo largo de la conducción se localizó la quebrada Q2, justo a 27 metros medidos desde la salida del desarenador, que no representará problemas para el cruce del canal de conducción, por poseer un caudal insignificante. Las coordenadas de dicha quebrada se presentan en la Tabla 1.2.

*Tabla 1.2. Coordenadas de la quebrada Q2*

| COORDENADAS | X | Y |
|---|---|---|
| Q2 | 183118 | 9958217 |

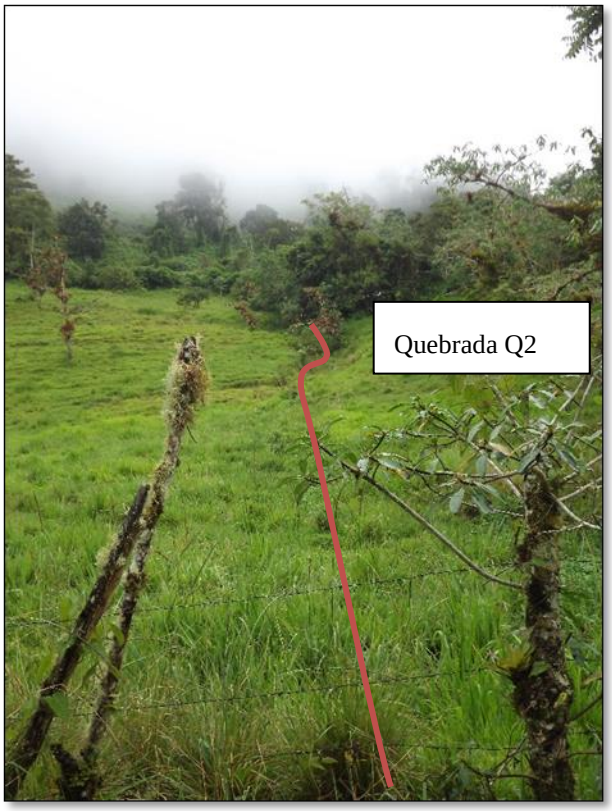
*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

*Figura 1.9. Margen derecha de la vía*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

*Figura 1.10. Quebrada Q2, margen izquierda de la vía*




*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

En el recorrido también se ubicaron las quebradas Q3 y Q4, como se muestra en las Figuras 1.11. y 1.12., las mismas que representan un cruce importante de la tubería

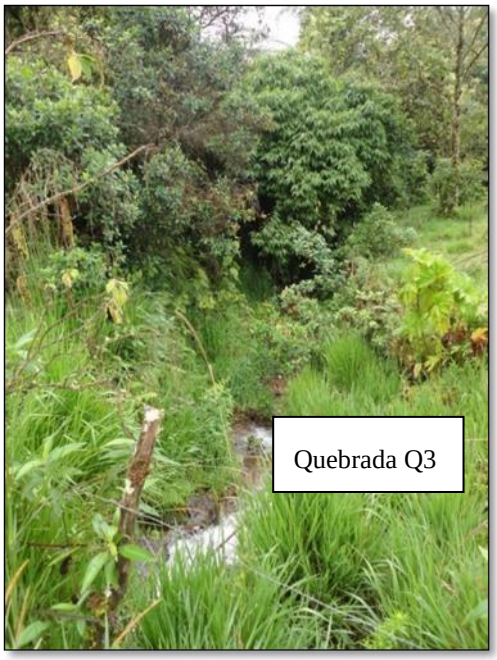
de baja presión. La Tabla 1.3. presenta las respectivas coordenadas geográficas de las quebradas mencionadas.

*Tabla 1.3. Coordenadas de la quebrada Q3 y Q4*

| COORDENADAS | X | Y |
|---|---|---|
| Q3 | 183348 | 9958142 |
| Q4 | 183446 | 9958140 |

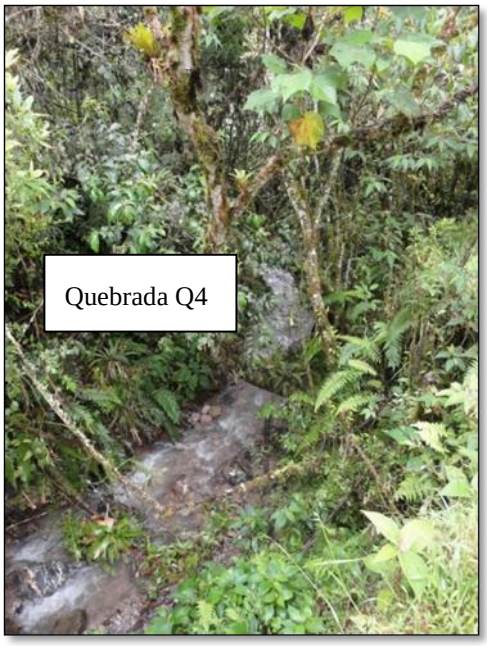
*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

*Figura 1.11. Quebrada Q3*




*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

*Figura 1.12. Quebrada Q4*




*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

En el lugar se encontraba material aluvial, siendo de las mismas características que se encontró en la zona de captación.

En el trazado de la conducción de baja presión se va a requerir tubería enterrada. La topografía de la zona se caracteriza por presentar relieves pronunciados, en donde se necesitará de cruces por medio de sifón en las quebradas hasta llegar a la zona de la casa de máquinas.

### *1.2.2.3 Casa de máquinas*

La conducción termina su recorrido en la casa de máquinas donde se produce la generación hidroeléctrica propiamente dicha. En este lugar se logró ubicar la explanada de implantación de la casa de máquinas. Este se caracteriza por ser una explanada a las orillas del Río Sardinas que facilitaría las labores de excavación y construcción, con poca vegetación.

Las coordenadas geográficas de la casa de máquinas según los planos topográficos se presentan en la Tabla 1.4.

*Tabla 1.4. Coordenadas de la casa de máquinas*

| Coordenadas | X | Y |
|---|---|---|
| Casa de maquinas | 185279 | 9957585 |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

Se observó que el lugar está ligeramente por encima del nivel de las aguas del río por lo que habría la posibilidad de algún problema al momento de la descarga de las aguas turbinadas si existiese una crecida considerable en épocas lluviosas.

#### *1.2.3.4 Poblaciones cercanas a la zona del proyecto*

La Central Hidroeléctrica Sardinas tiene una gran ventaja por el hecho de que tiene un fácil acceso desde la vía principal Baeza-Lago Agrio. A lo largo de esta vía se encuentran poblaciones relativamente cercanas al sitio del proyecto como son San Francisco de Borja y El Chaco, las cuales tienen poca densidad demográfica pero netamente comerciales y ganaderas. Para alcanzar el lugar mismo del proyecto se debe seguir la Vía a la población Sardinas a 2 kilómetros desviándose de la Vía Baeza-Lago Agrio**.**

*Figura 1.13. Vía Baeza-Lago Agrio*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

### 1.2.3 *Aspectos Socioeconómicos*

Considerando que el desarrollo de un país también incluye la situación socioeconómica de la población, se debe considerar la influencia directa o indirecta que va a tener un proyecto, en este caso la influencia de una central hidroeléctrica sobre los asentamientos poblacionales aledaños.

Estos aspectos pueden resultar perjudiciales o beneficiosos según el desarrollo de la población, la naturaleza del proyecto y el impacto sobre el medio ambiente. A través de la construcción de la Mini Central Hidroeléctrica Sardinas se pretende impulsar el desarrollo socioeconómico en la comunidad del Chaco.

La población del Chaco cuenta con 6.133 habitantes (INEC, 2001) en donde su economía mayoritariamente depende de una producción ganadera y agrícola. A la par de este aspecto, también se puede destacar que la tasa de desempleo es relativamente

baja, considerando que el trabajo agrícola sirve por lo menos para el autoconsumo en la mayoría de las familias cuya economía puede ser catalogada como de subsistencia. Las poblaciones aledañas al proyecto, como son El Chaco y San Francisco de Borja, cuentan con servicios básicos limitados, en donde se puede palpar la realidad de muchas áreas rurales del país, las cuales muestran un número elevado de necesidades básicas insatisfechas.

Según la Tabla 1.5., obtenida del SIIS (Sistema Integrado de Información Social, Ministerio de Desarrollo Social) se pueden observar los niveles de pobreza en los sectores aledaños del proyecto. Se obtiene que un 59,34 % de personas viven con servicios inadecuados que se podrían mejorar indirectamente con la realización del proyecto.

*Tabla 1.5. Nivel de pobreza en el cantón El Chaco*

| **Niveles de Pobreza en el cantón El Chaco según indicadores seleccionados (% pob. total)** | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Indicadores** | **Cantón El Chaco** | | | | | | | | |
| | **Parroquias** | | | | | | Rural | Total | Napo |
| | **Chaco** | **Sardinas** | Santa Rosa | Oyacachi | Linares | G. Díaz de Pineda | | | |
| Pobreza por NBI | **47.85** | **70.43** | 77.58 | 68.03 | **91.79** | 78.44 | 77.25 | 72.35 | 70.81 |
| Extrema pobreza por NBI | **13.84** | **18.48** | 30.25 | 32.94 | **45.64** | 24.94 | 30.45 | 27.68 | 34.49 |
| Personas que habitan viviendas con servicios inadecuados | **26.05** | **56.88** | 62.02 | 49.71 | **91.79** | 69.61 | 66.00 | 59.34 | 59.66 |

*Fuente: SIIS (Sistema Integrado de Información Social, Ministerio de Desarrollo Social)*

Al ser un sector ganadero se pueden identificar ciertos problemas al momento de buscar su propio desarrollo. Estos problemas son:

- El poco conocimiento técnico de los recursos naturales que poseen.
- Falta de capacitación de la población al momento de requerir sus servicios en la implementación de la central.

- Falta de facilidad de créditos que impedirán en cierta manera la expansión económica de la población.
- Poca infraestructura para soportar la afluencia de personas que llegarán a la zona del proyecto en fase de construcción.

Al momento de hablar del beneficio que tendrá la Mini Central Sardinas sobre la población se puede puntualizar que éste no será de directo beneficio para la misma. La generación eléctrica proporcionada por la central pondrá en manos del Gobierno Nacional más recursos energéticos para beneficio del país. El beneficio para las poblaciones aledañas se verá al momento que no existan apagones ni falta de electricidad e impedirá que sus electrodomésticos sufran daño por los cambios bruscos de voltaje.

## 1.3 Hidrología y sedimentología

En cualquier proyecto en el que se implementen conceptos hidráulicos se debe realizar un previo análisis de carácter hidrológico con el objetivo de optimizar la utilización de los recursos hídricos y ligarlos para un correcto diseño de las obras hidráulicas mediante la selección de un evento hidrológico.

De esta manera definimos al análisis hidrológico como el primer paso a desarrollarse para la planeación, el diseño y futura operación de la Central Hidroeléctrica Sardinas.

La hidrología a su vez, busca determinar la capacidad y seguridad para las estructuras hidráulicas sin sobreestimar la disponibilidad de fuentes naturales.

La caracterización hidrológica en esta disertación corresponde a una breve descripción del análisis hidrológico realizado en el estudio a nivel de factibilidad del proyecto hidroeléctrico Sardinas; información que fue proporcionada por la

consultora ASTEC, principal interesada en el diseño técnico alternativo del que trata esta disertación.

### 1.3.1 *Objetivos*

#### 1.3.1.1 *Objetivo general*

El objetivo general de este estudio es proporcionar la información necesaria para diseñar un gran número de obras hidráulicas que forman parte del proyecto, como son: captación con rejilla de fondo mediante un azud vertedero, tanque desripiador para la retención de sólidos mayores a 5 cm, tanque de decantación para partículas mayores a 0,25 mm, canales de limpieza requeridos para el mantenimiento de las obras de la central, la conducción y tanques de carga requeridos para tener la carga hidráulica necesaria en dicha conducción.

#### 1.3.1.2 *Objetivos específicos*

- Definición de las características físico – geográficas de las cuencas en estudio.
- Definición de la climatología del área del proyecto.
- Análisis de precipitaciones máximas.
- Definición de curvas de duración y variación estacional para el aprovechamiento de caudales medios diarios en el sitio de captación.
- Cálculo de caudales mínimos, medios y máximos en el sitio de captación; así como caudales de estiaje y ecológicos requeridos aguas debajo de la captación.
- Definición de caudales disponibles para ser aprovechados por el proyecto.

- Análisis sedimentológico dentro de las obras.

### 1.3.2 *Descripción físico – geográfica de la zona de proyecto*

La captación del proyecto hidroeléctrico Sardinas está localizado en la provincia de Napo, dentro del cantón El Chaco; éste aprovecha el caudal provenientes del río Sardinas aguas arriba de su junta con el río Quijos.

El río Sardinas nace en la cordillera de los Andes con una altura sobre los 4000 m s.n.m. y cuyos principales afluentes son el río Paccha y el río Llaucana.

La altura de la junta del río Sardinas con el río Quijos es de 1560 m s.n.m., siendo parte del sistema hidrográfico del río Napo y de la subcuenca del río Coca.

El cauce del río Sardinas tiene una pendiente ponderada de 8%, mientras que en el tramo correspondiente a la captación la pendiente es 5,4%.

La captación del proyecto hidroeléctrico Sardinas Grande está ubicada a una altura aproximada de 1685 m s.n.m., en las coordenadas 851060E, 9958140N (Datum WGS84 17S).

Para realizar la caracterización físico – geográfica del área de proyecto se debe determinar para cada una de las subcuencas y cuencas en estudio los siguientes parámetros; área de drenaje (A, km2); coeficiente de compacidad (Kc); factor de forma (Kf); elevación media de la cuenca (Hm, m s.n.m.); pendiente media de la cuenca (Scuenca, %); pendiente del cauce (Scauce, %); longitud del cauce principal (km) y, cota de cierre o de interés para el proyecto (H, m s.n.m.).

Para el proyecto Sardinas, las cuencas de interés para la caracterización físico – geográfica son las que se encuentren asociadas al sitio de captación y al sitio de descarga del río Sardinas al río Quijos (inmediaciones de la casa de máquinas); estas

estaciones son: Río Sardinas captación PHS (CS1) y Río Sardinas A. J. Quijos H724 respectivamente, y los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 1.6.

*Tabla 1.6. Características físico- geográficas*

| Cuenca | Á | L | P | Kc | Kf | Hmáx | Hmín | S | Sc | Dd | Tc |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **$km^2$** | **km** | **Km** | **(--)** | **(--)** | **msnm** | **msnm** | **%** | **%** | **$km/km^2$** | **min** |
| Río Sardinas captación PHS (CS1) | 89.58 | 17.97 | 45.05 | 1.34 | 0.28 | 4010 | 1680 | 130 | 55.2 | 1.4 | 205 |
| Río Sardinas AJ Quijos H724 | 97.59 | 21.703 | 50.26 | 1.43 | 0.21 | 4010 | 1560 | 11.3 | 53.2 | 1.39 | 230 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

En donde:

A: Área total de la cuenca ($km^2$)

L: Longitud del cauce principal hasta el sitio de interés (m)

P: Perímetro de la cuenca (km)

Hmáx: Elevación máxima del cauce principal (m s.n.m.)

Hmín: Elevación mínima del cauce principal (m s.n.m.)

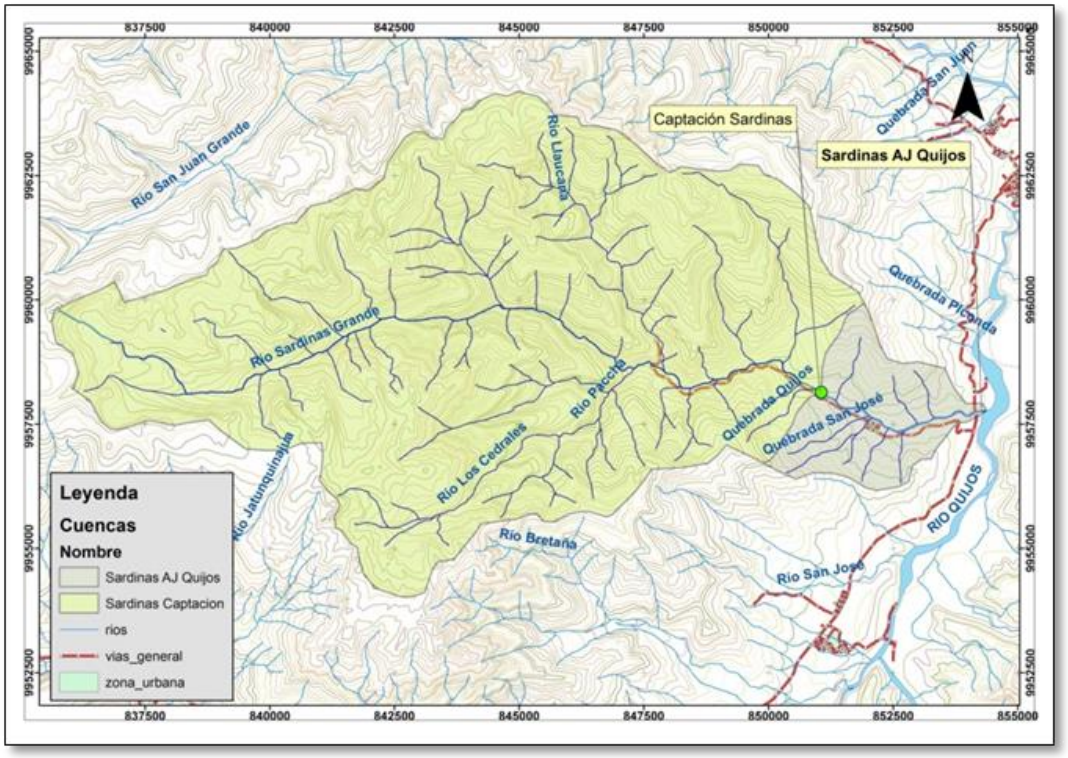
S: Pendiente media del cauce principal (%)

Sc: Pendiente media de la cuenca (%)

Dd: Densidad de drenaje de la cuenca ($km/km^2$)

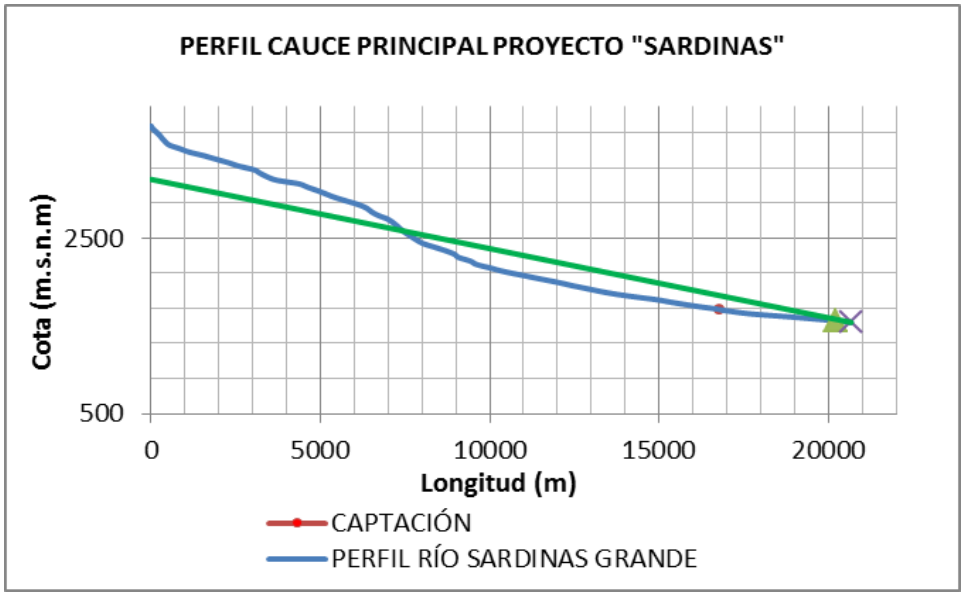
Tc: Tiempo de concentración (min)

*Figura 1.14. Cuencas del río Sardinas*




*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

*Figura 1.15. Perfil del cauce principal del proyecto Sardinas*




*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

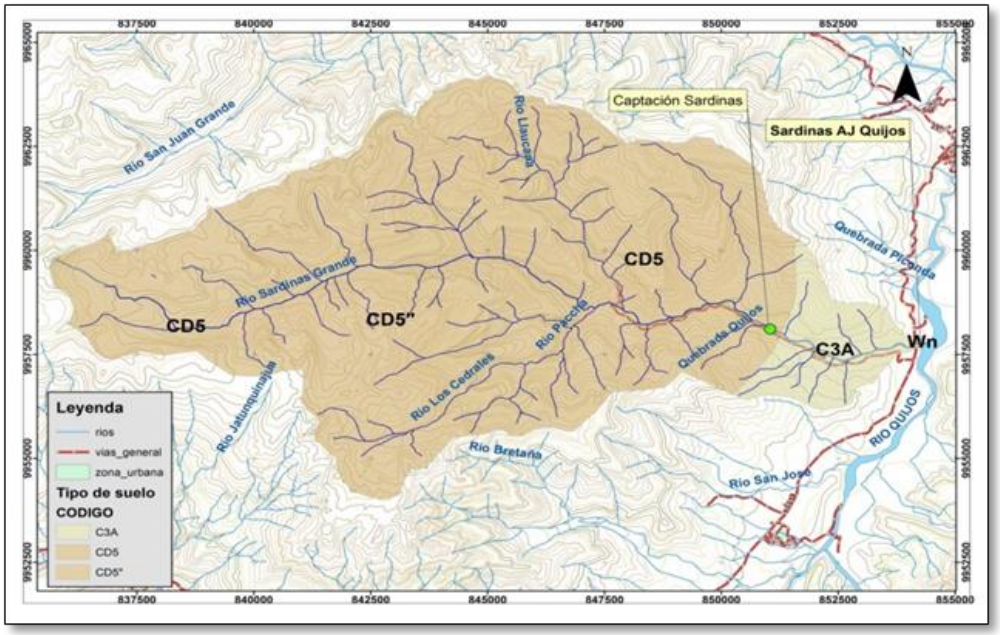
Una parte fundamental del estudio hidrológico es determinar los tipos y usos del suelo que se dan en las cuencas del proyecto Sardinas; dicho estudio determinó que se observan 2 tipos de suelo identificados como: C3A y CD5, según la clasificación Taxonómica del USDA, 1975 y al mapa de tipo de suelo 1:250 000 del PRONAREG.

C3A: Sierra volcánica alta estribaciones orientales y occidentales de la cordillera, vertiente andina de relieve muy agudo con pendientes muy fuertes superiores al 70%. Suelos similares a CD5 pero ocupan las áreas más bajas y muy húmedas, en altitudes menores a los 2000m (HYDRANDEPTS).

CD5: Vertiente andina alta de la Cordillera Real de los Andes, húmeda a muy húmeda, relieve de pendientes generalmente muy fuertes (>70%). Suelo de color negro, franco a franco limoso, poco profundo, drenaje bueno, pH ácido (4.5-5.5), con aluminio tóxico en nivel ligero, fertilidad baja. (HYDRANDEPTS).

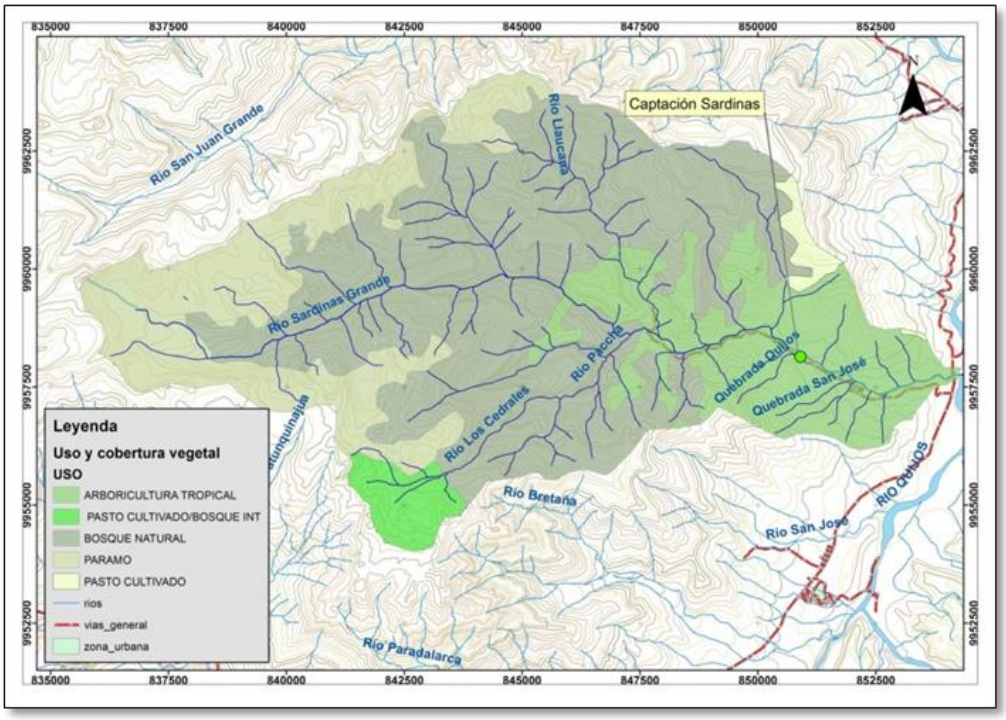
La textura principal de los suelos es franco limoso, correspondiente al grupo hidrológico B. Las coberturas vegetales identificadas en el área de drenaje del río Sardinas hasta la captación son: páramo y bosque natural.

*Figura 1.16. Tipos de suelo en la cuenca del río Sardinas*




*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

*Figura 1.17. Cobertura vegetal y uso del suelo en la cuenca del río Sardinas*




*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

### 1.3.3 *Análisis Climático*

Para la definición climática se tomaron en cuenta estaciones próximas a las cuencas de estudio, conociendo que las precipitaciones difieren a partir de los 1500 m s.n.m., se incluyeron únicamente las estaciones que se encuentran por sobre dicha altitud, además se constató que dichas estaciones cuenten con más de 10 años de registros.

Las características climáticas de cada una de las cuencas que formaron parte de este estudio se incluyen en la Tabla 1.7.

*Tabla 1.7. Características climáticas de las cuencas del río Sardinas*

| Estación | Código | Tipo | Altitud | Temperatura (°C) | | | Humedad | Nubosidad | Velocidad |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | (m s.n.m.) | Media anual | Máxima absoluta | Mínima absoluta | Relativa (%) | Octavos | del viento (km/h) |
| Papallacta | M188 | CO | 3150 | 9.8 | 29.4 | 0.0 | 91.5 | 6.7 | 2.5 |
| Baeza | M215 | CP | 1925 | 16.5 | 29.8 | 1.5 | 87.8 | 6.7 | |
| El Chaco | M201 | CP | 1640 | 18.3 | 30.2 | 6.8 | 88.5 | 6.6 | |
| Reventador | M203 | CP | 1470 | 18.4 | 35.8 | 8.2 | 88.8 | 5.0 | |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

De acuerdo a los parámetros obtenidos podemos estimar que la temperatura media en el proyecto será de 18 °C, la temperatura máxima se encontrará alrededor de los 30 °C y la temperatura mínima será de 6 °C.

La humedad relativa media será de aproximadamente 88% y la nubosidad presente en el proyecto se considera alta, con un valor entre 6 y 7.

### 1.3.4 *Análisis de precipitaciones*

La precipitación es considerada como uno de los parámetros climatológicos determinantes del ciclo hidrológico de una región.

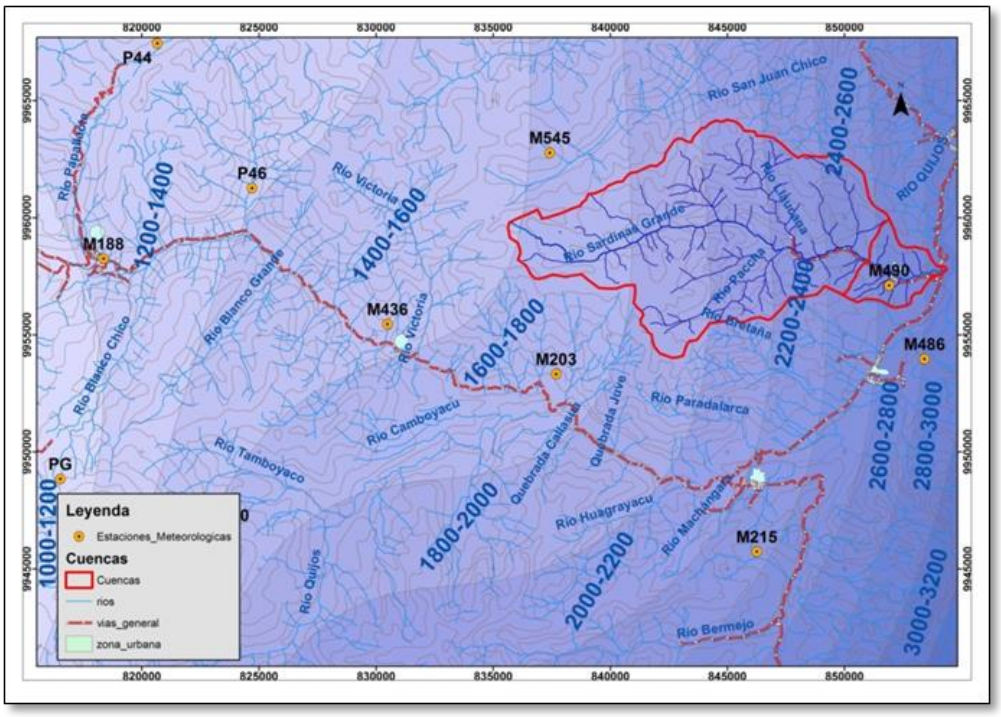
Para determinar la distribución espacial de las precipitaciones en la zona del proyecto es necesario generar un mapa de isoyetas, para esto se requiere de datos de precipitaciones anuales para las estaciones consideradas, los resultados se muestran en la Tabla 1.8.

*Tabla 1.8. Precipitaciones anuales en las estaciones consideradas*

| **Estación** | **Código** | **Institución** | **Longitud** | **Latitud** | **Altitud** | **P. anual** | **Período** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | **(m)** | **(m)** | **(m s.n.m.)** | **(mm)** | |
| Papallacta | P34* | EPMAPS | 818480 | 9958251 | 3140 | 1238.5 | 2003-2010 |
| Salve Faccha | P37* | EPMAPS | 816830 | 9974475 | 3849 | 1268.1 | 2004-2010 |
| Chalpi Grande | P46* | EPMAPS | 824699 | 9961270 | 2820 | 1293.2 | 2006-2010 |
| P. Glacial | PG* | EPMAPS | 816512 | 9948847 | 4555 | 1090 | 1995-2010 |
| P. Páramo | PP* | EPMAPS | 810662 | 9944023 | 4059 | 766.8 | 1995-2010 |
| Papallacta | M188 | INAMHI | 818364 | 9958253 | 3150 | 1339.9 | 1949-1994 |
| Sardinas | M490 | INAMHI | 856073 | 9958917 | 1615 | 2603 | 1981-2010 |
| Borja Misión Josefina | M486 | INAMHI | 853408 | 9953967 | 1500 | 2683 | 1966-1994 |
| Baeza | M215 | INECEL | 846254 | 9945742 | 1925 | 2347.8 | 1974-1992 |
| Cuyuja | M436 | INECEL | 830481 | 9955459 | 2380 | 1623.4 | 1982-1992 |
| Oyacachi | M545 | INECEL | 825609 | 9976469 | 3200 | 1277.2 | 1974-1992 |
| El Chaco Inecel | M201 | INECEL | 869200 | 9971080 | 1640 | 2450.4 | 1977-1993 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

*Figura 1.18. Isoyetas anuales en el área de estudio*




*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

La precipitación anual media en la cuenca el río Sardinas es de 2100 mm, mientras que en el área de implantación del proyecto será de 2380 mm; para un año húmedo la precipitación será del orden de 3515 mm mientras que para un año seco será de 1455 mm.

A su vez se presenta la Tabla 1.9. correspondiente a la variación estacional de precipitaciones en valores mensuales para las estaciones más representativas:

*Tabla 1.9. Variación estacional mensual de precipitaciones*

| Precipitación mensual (mm) | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Estación** | **Mes** | | | | | | | | | | | | **Total Anual** |
| | **Ene** | **Feb** | **Mar** | **Abr** | **May** | **Jun** | **Jul** | **Ago** | **Sep** | **Oct** | **Nov** | **Dic** | |
| Papallacta | 69.3 | 79.8 | 120.2 | 138.2 | 166.8 | 173.5 | 180.6 | 112.8 | 95.7 | 75.5 | 66.0 | 61.5 | 1339.9 |
| Cuyuja | 97.4 | 111.6 | 145.3 | 164.6 | 174.6 | 185.4 | 164.2 | 130.0 | 120.5 | 110.1 | 110.9 | 108.9 | 1623.4 |
| Sardinas | 159.9 | 192.7 | 219.3 | 260.9 | 269.7 | 297.4 | 261.0 | 218.7 | 245.8 | 182.8 | 152.4 | 142.4 | 2603.0 |
| Borja Misión Josefina | 164.1 | 177.9 | 226.2 | 284.2 | 263.3 | 291.5 | 266.8 | 234.0 | 210.9 | 214.1 | 202.1 | 147.9 | 2683.0 |
| Baeza | 117.1 | 146.7 | 173.7 | 264.4 | 240.0 | 242.0 | 264.4 | 211.1 | 230.3 | 162.1 | 159.9 | 136.2 | 2347.8 |
| El Chaco | 174.0 | 167.8 | 214.3 | 247.4 | 246.9 | 281.2 | 247.7 | 204.9 | 205.4 | 168.7 | 174.2 | 117.9 | 2450.4 |
| Oyacachi | 47.7 | 93.6 | 104.9 | 120.5 | 120.1 | 172.2 | 160.0 | 123.5 | 99.9 | 91.0 | 64.9 | 78.8 | 1277.2 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

De los valores de precipitación mensual de cada estación podemos concluir que las menores precipitaciones ocurren generalmente entre los meses de noviembre a enero, mientras que las mayores precipitaciones ocurren entre los meses de marzo a septiembre.

### 1.3.5 *Definición de curvas de duración y variación estacional para el aprovechamiento de caudales medios diarios en el sitio de captación*

Las relaciones intensidad – duración – variación estacional nos permitirán conocer la distribución espacial y temporal de las precipitaciones pluviales extremas en la zona de estudio, de esta manera se puede determinar crecidas e inundaciones en la cuenca hidrográfica del río Sardinas.

Este análisis se realiza a partir del estudio “Cálculo de Intensidades de Lluvia para el Diseño de Obras de Drenaje” del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), en donde se proponen la siguientes ecuaciones de intensidad para la zona

29 de la regionalización propuesta por dicho estudio, zona en la cual se encuentra ubicado el proyecto Sardinas.

Si 5 min < t < 120 min: $ITr = 75{,}204\ t^{-0{,}4828}\ Id, Tr$

Si 120 min < t < 1440 min: $ITr = 371{,}89\ t^{-0{,}8152}\ Id, Tr$

*Tabla 1.10. Ecuaciones de intensidad*

| **Periodo de retorno** | **Ecuaciones** | | **Intensidades, 24 hr mm** |
|---|---|---|---|
| | **5 min < t < 120 min** | **120 min < t < 1440** | |
| 5 | $I = 203.05\ t^{-0.4828}$ | $I = 1004.10\ t^{-0.8152}$ | 2.7 |
| 10 | $I = 240.65\ t^{-0.4828}$ | $I = 1190.05\ t^{-0.8152}$ | 3.2 |
| 25 | $I = 270.73\ t^{-0.4828}$ | $I = 1338.0\ t^{-0.8152}$ | 3.6 |
| 50 | $I = 308.34\ t^{-0.4828}$ | $I = 1524.75\ t^{-0.8152}$ | 4.1 |
| 100 | $I = 330.90\ t^{-0.4828}$ | $I = 1636.32\ t^{-0.8152}$ | 4.4 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

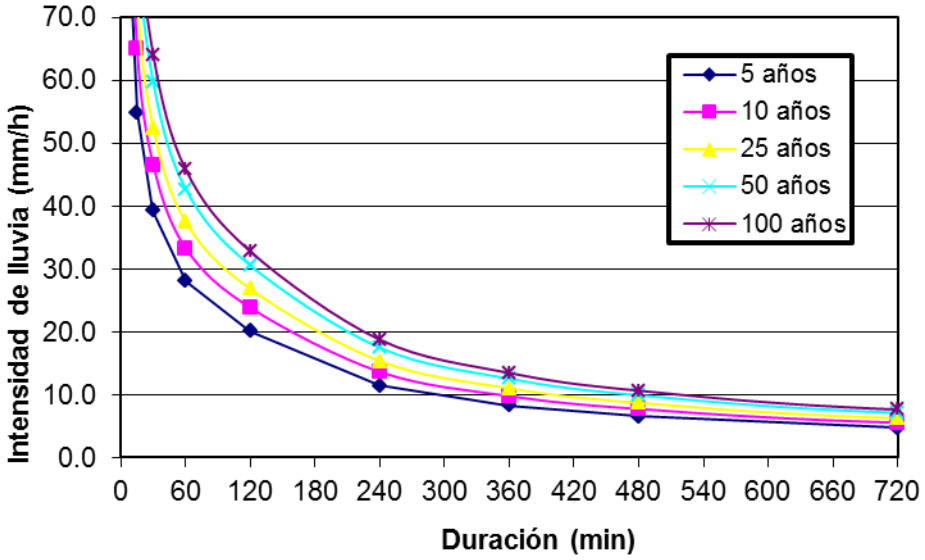
*Tabla 1.11. Duración de lluvias para cada período de retorno*

| **Período de retorno (años)** | **Duración (min)** | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **5** | **15** | **30** | **60** | **120** | **240** | **360** | **480** | **720** | **1440** |
| 5 | 93.4 | 54.9 | 39.3 | 28.1 | 20.1 | 11.5 | 8.3 | 6.5 | 4.7 | 2.7 |
| 10 | 110.6 | 65.1 | 46.6 | 33.3 | 23.9 | 13.7 | 9.8 | 7.8 | 5.6 | 3.2 |
| 25 | 124.5 | 73.2 | 52.4 | 37.5 | 26.8 | 15.4 | 11 | 8.7 | 6.3 | 3.6 |
| 50 | 141.8 | 83.4 | 59.7 | 42.7 | 30.6 | 17.5 | 12.6 | 9.9 | 7.1 | 4.1 |
| 100 | 152.1 | 89.5 | 64.1 | 45.8 | 32.8 | 18.8 | 13.5 | 10.7 | 7.7 | 4.4 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

Con los resultados obtenidos se muestra la variación de lluvia con la duración y el período de retorno, para la zona de proyecto.

*Figura 1.19. Isoyetas anuales en el área de estudio*




*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

Con esta curva podemos deducir que las precipitaciones se acumulan en más del 50% en los primeros 120 minutos del evento y posteriormente dicha intensidad disminuye.

### 1.3.6 *Caudales medios y máximos en el sitio de captación; así como caudales con probabilidad de excedencia, de estiaje y ecológicos requeridos aguas abajo de la captación*

En el análisis de caudales se deben considerar las siguientes definiciones:

- Caudales naturales.- son los presentes en condiciones naturales en la cuenca, es decir sin intervención antrópica (intervención de los seres humanos).
- Caudales remanentes o disponibles.- son los existentes actualmente en los ríos, considerando variaciones o cambios en la cobertura vegetal de las cuencas y derivaciones de recurso hacia aguas arriba.

- Caudales aprovechables.- es la parte del caudal disponible susceptibles de ser captado, en este caso, sería el caudal disponible menos el caudal ecológico a mantenerse en el río.
- Caudal de diseño.- caudal máximo a derivarse, igual o menor al aprovechable para el proyecto considerando la disponibilidad.

#### 1.3.6.1 *Caudales medios*

Para el análisis de caudales es necesario conocer que las series históricas en las estaciones de la zona de proyecto son limitadas espacial y temporalmente; los registros obtenidos de dichas estaciones contienen datos únicamente de caudales remanentes, es decir, aquellos caudales naturales menos los usos del agua. Existe una limitada información con respecto a los usos del agua por lo que se dificulta obtener las series de caudales naturales. Para el caso de estaciones donde no se registren usos del agua, las series histórica se tomaran como datos de caudales naturales, como en el caso de la estación Sardinas A. J. Quijos.

Las estaciones hidrológicas más representativas para la definición de caudales medios se enlistan en la Tabla 1.12.

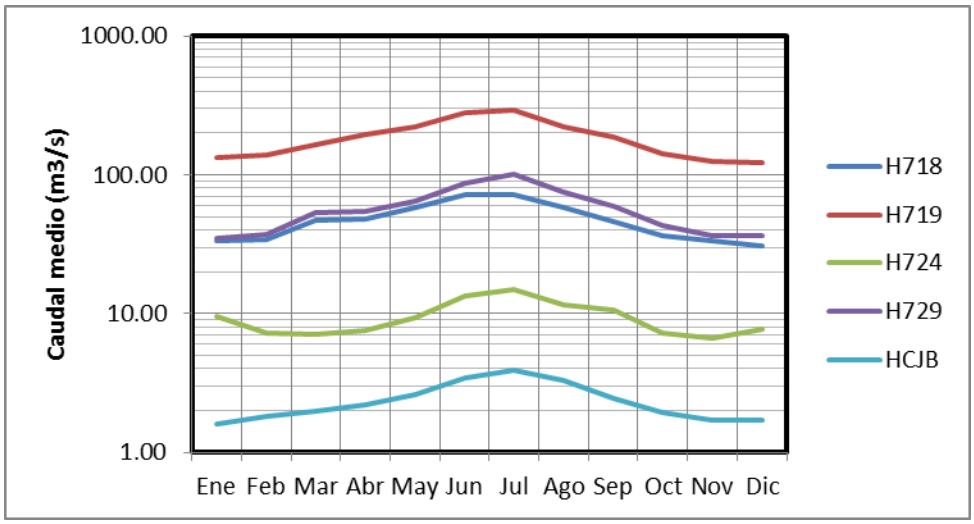
*Tabla 1.12. Estaciones más representativas para definición de caudales medios*

| Estación | Código | Coord. X | Coord. Y | Período | Altitud ( m s.n.m.) | Área ($km^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Sardinas AJ Quijos | H724 | 854172 | 9957755 | 1972 – 1985 | 1195 | 97.00 |
| Quijos en Baeza | H718 | 845477 | 9949196 | 1964 – 2006 | 1770 | 840.40 |
| Quijos DJ Oyacachi | H719 | 857673 | 9964957 | 1965 – 2012 | 1490 | 2387.00 |
| Oyacachi AJ Quijos | H729 | 853585 | 9964951 | 1972 – 1988 | 1520 | 692.00 |
| Papallacta HCJB* | HCJB | 817667 | 9958919 | 1966 – 2010 | 3125 | 54.40 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

Para cada estación se conocen series históricas de caudales mensuales, los cuales muestran el siguiente comportamiento (Figura 1.20.).

*Figura 1.20. Caudales medios mensuales para cada estación*




*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

De la gráfica anterior podemos concluir que el régimen presentado es de carácter unimodal, el cual es propio de la zona oriental del país y consiste en tener caudales máximos en el mes de julio y caudales mínimos en el período octubre – enero.

Para conocer los caudales naturales en el sitio de captación del río Sardinas se requiere establecer los mismos para la estación H724 Sardinas A. J. Quijos, por lo que se realizó un relleno de las series de caudales a nivel medio mensual y diario de todas las estaciones relevantes para la zona de captación.

Para obtener las series anteriormente descritas se utilizó correlaciones entre las cuencas vecinas y la estación H724 Sardinas A. J. Quijos, a continuación se presenta la Tabla 1.13. que incluye las relaciones aplicadas para el relleno y extensión de los caudales medios mensuales para cada estación.

*Tabla 1.13. Coeficientes de correlación para relleno y extensión de caudales medios mensuales*

| Ecuación | Coef. correlación |
|---|---|
| Quijos en Baeza = 14.513 * Papallacta Ecoluz + 10.56 | r = 0.71 |
| Oyacachi AJ Quijos = 1.1308 * Quijos en Baeza – 5.288 | r = 0.80 |
| Sardinas AJ Quijos = 0.1059 * Oyacachi AJ Quijos + 3.0005 | r = 0.79 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

La serie de caudales medios mensuales para el período 1981 – 2010 para la estación H724 Sardinas AJ Quijos se muestran en la Tabla 1.14.

*Tabla 1.14. Series de caudales medios mensuales (1981 – 2010)*

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | MEDIA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1981** | 4,5 | 6,4 | 6,1 | 6,5 | 6,9 | 9,1 | 14,6 | 8,2 | 8,3 | 6,1 | 6,0 | 6,7 | 7,4 |
| **1982** | 5,7 | 5,1 | 6,0 | 7,8 | 9,8 | 8,8 | 12,3 | 11,9 | 8,8 | 6,2 | 7,1 | 6,5 | 8,0 |
| **1983** | 7,2 | 6,9 | 7,5 | 8,6 | 11,0 | 7,2 | 9,3 | 11,2 | 10,2 | 9,0 | 6,8 | 6,7 | 8,5 |
| **1984** | 6,2 | 7,1 | 6,6 | 7,7 | 6,7 | 9,2 | 9,2 | 8,0 | 8,2 | 6,8 | 5,6 | 6,1 | 7,3 |
| **1985** | 4,8 | 7,2 | 11,6 | 6,7 | 9,1 | 13,2 | 13,8 | 12,0 | 8,1 | 6,9 | 5,6 | 4,7 | 8,6 |
| **1986** | 5,0 | 4,5 | 7,2 | 8,7 | 8,0 | 11,4 | 15,4 | 9,1 | 9,0 | 6,9 | 6,5 | 9,3 | 8,4 |
| **1987** | 6,8 | 10,3 | 8,7 | 11,6 | 8,7 | 9,9 | 10,4 | 9,2 | 7,8 | 7,1 | 5,9 | 6,0 | 8,5 |
| **1988** | 5,3 | 7,5 | 7,6 | 9,7 | 10,3 | 8,0 | 12,8 | 8,6 | 7,9 | 8,0 | 9,2 | 7,2 | 8,5 |
| **1989** | 9,3 | 7,6 | 8,0 | 7,7 | 12,3 | 17,0 | 11,5 | 8,0 | 8,5 | 7,8 | 6,0 | 4,7 | 9,0 |
| **1990** | 6,3 | 5,8 | 10,5 | 7,2 | 11,0 | 10,1 | 9,3 | 7,1 | 7,7 | 5,6 | 5,5 | 6,4 | 7,7 |
| **1991** | 8,1 | 7,8 | 11,3 | 11,9 | 14,9 | 10,4 | 13,7 | 9,3 | 6,1 | 6,4 | 6,4 | 4,6 | 9,2 |
| **1992** | 5,8 | 4,8 | 7,5 | 8,6 | 7,4 | 9,4 | 9,1 | 9,1 | 7,1 | 6,0 | 5,4 | 4,7 | 7,1 |
| **1993** | 5,4 | 5,2 | 8,0 | 7,8 | 7,6 | 11,1 | 10,2 | 8,0 | 8,5 | 6,9 | 6,1 | 6,1 | 7,6 |
| **1994** | 4,7 | 5,2 | 6,5 | 8,4 | 8,5 | 11,6 | 11,0 | 10,4 | 9,5 | 7,8 | 6,9 | 8,9 | 8,3 |
| **1995** | 9,2 | 6,0 | 7,0 | 6,8 | 8,6 | 9,8 | 9,5 | 6,4 | 6,2 | 6,1 | 8,1 | 6,6 | 7,5 |
| **1996** | 5,1 | 8,2 | 6,6 | 6,9 | 8,2 | 8,9 | 10,1 | 9,2 | 7,7 | 5,9 | 5,4 | 5,5 | 7,3 |
| **1997** | 5,1 | 5,5 | 5,4 | 4,8 | 6,6 | 9,6 | 11,6 | 9,7 | 6,5 | 5,1 | 5,3 | 5,4 | 6,7 |
| **1998** | 5,3 | 5,4 | 7,1 | 7,6 | 7,2 | 9,4 | 9,5 | 8,5 | 7,7 | 8,1 | 7,8 | 7,3 | 7,6 |
| **1999** | 7,7 | 8,8 | 8,7 | 8,6 | 9,4 | 10,3 | 9,0 | 9,1 | 7,2 | 6,8 | 6,8 | 7,0 | 8,3 |
| **2000** | 6,5 | 6,7 | 7,2 | 6,9 | 9,0 | 12,3 | 8,9 | 9,3 | 8,2 | 7,8 | 6,8 | 7,3 | 8,1 |
| **2001** | 7,0 | 6,5 | 7,4 | 8,4 | 9,3 | 10,6 | 8,7 | 8,6 | 7,3 | 4,9 | 4,5 | 6,0 | 7,4 |
| **2002** | 5,4 | 6,9 | 6,8 | 8,4 | 9,0 | 7,8 | 9,6 | 8,3 | 7,3 | 7,3 | 5,4 | 6,0 | 7,4 |
| **2003** | 6,9 | 6,8 | 9,6 | 6,5 | 10,1 | 8,4 | 9,6 | 7,1 | 6,0 | 5,8 | 5,7 | 6,8 | 7,5 |
| **2004** | 6,0 | 5,4 | 6,4 | 5,9 | 8,7 | 12,4 | 10,2 | 8,9 | 6,6 | 5,4 | 4,5 | 4,9 | 7,1 |
| **2005** | 4,3 | 13,5 | 15,9 | 8,8 | 8,7 | 13,6 | 8,8 | 7,6 | 4,7 | 4,7 | 4,4 | 5,0 | 8,3 |
| **2006** | 6,8 | 7,5 | 5,9 | 7,4 | 7,2 | 8,6 | 5,8 | 4,9 | 4,8 | 4,1 | 3,8 | 4,0 | 5,9 |
| **2007** | 3,6 | 3,6 | 6,3 | 5,4 | 5,7 | 12,9 | 6,9 | 8,6 | 8,8 | 7,3 | 7,3 | 6,5 | 6,9 |
| **2008** | 7,7 | 8,6 | 6,4 | 7,9 | 9,7 | 9,6 | 9,9 | 7,4 | 8,8 | 8,3 | 7,3 | 7,0 | 8,2 |
| **2009** | 9,2 | 8,2 | 6,8 | 9,1 | 8,5 | 12,0 | 10,5 | 8,7 | 6,6 | 6,8 | 6,9 | 6,3 | 8,3 |
| **2010** | 6,1 | 7,6 | 7,9 | 9,1 | 8,5 | 10,7 | 8,5 | 8,5 | 7,9 | 6,4 | 7,0 | 6,4 | 7,9 |
| **Media** | 6,2 | 6,9 | 7,8 | 7,9 | 8,9 | 10,4 | 10,3 | 8,7 | 7,6 | 6,6 | 6,2 | 6,2 | 7,8 |
| **Máx.** | 9,3 | 13,5 | 15,9 | 11,9 | 14,9 | 17,0 | 15,4 | 12,0 | 10,2 | 9,0 | 9,2 | 9,3 | 9,2 |
| **Mín.** | 3,6 | 3,6 | 5,4 | 4,8 | 5,7 | 7,2 | 5,8 | 4,9 | 4,7 | 4,1 | 3,8 | 4,0 | 5,9 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

Las mismas relaciones usadas para el relleno de caudales medios mensuales, fueron usadas para las series de caudales medios diarios, siendo esto un análisis más extenso y preciso.

Considerando que necesitamos las series de caudales en el sitio de captación del río Sardinas, se aplicó el método de transposición de caudales para dicha estimación, considerando que el área de drenaje de la estación H724 Sardinas AJ Quijos y del sitio de captación son semejantes.

El método de transposición de caudales consiste en considerar homogeneidad hidrológica en una cuenca hidrográfica asociando áreas de drenaje dentro de la misma y aplicando el concepto de proporcionalidad de caudales medios con la siguiente relación:

$$Q_A/Q_b = (A_A/A_B)$$

Donde

$Q_A$ – Caudal medio anual cuenca A ($m^3/s$)

$Q_B$ – Caudal medio anual cuenca B ($m^3/s$)

$A_A$ – Área de drenaje cuenca A ($km^2$)

$A_B$ – Área de drenaje cuenca B ($km^2$)

*Tabla 1.15. Caudal medio para la captación del río Sardinas*

| **Sección** | **Área ($km^2$)** | **Factor área $A_A/A_B$** | **Qmed ($m^3/s$)** |
|---|---|---|---|
| Río Sardinas captación PHS (CS1) | 89,58 | 0,918 | **7,183** |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

La Tabla 1.16. muestra la serie de caudales para el sitio de captación del río Sardinas, aplicando el método de transposición de caudales.

*Tabla 1.16. Series de caudales medios mensuales usando el método de transposición de caudales (1981 – 2010)*

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | MEDIA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1981** | 4.16 | 5.85 | 5.58 | 5.98 | 6.32 | 8.32 | 13.42 | 7.51 | 7.58 | 5.57 | 5.53 | 6.13 | 6.83 |
| **1982** | 5.22 | 4.68 | 5.54 | 7.14 | 9 | 8.1 | 11.31 | 10.96 | 8.1 | 5.65 | 6.49 | 5.97 | 7.35 |
| **1983** | 6.6 | 6.38 | 6.93 | 7.94 | 10.09 | 6.6 | 8.51 | 10.26 | 9.35 | 8.27 | 6.28 | 6.17 | 7.78 |
| **1984** | 5.72 | 6.55 | 6.03 | 7.09 | 6.12 | 8.44 | 8.46 | 7.37 | 7.54 | 6.29 | 5.16 | 5.61 | 6.7 |
| **1985** | 4.39 | 6.57 | 10.67 | 6.16 | 8.34 | 12.15 | 12.71 | 11.01 | 7.42 | 6.35 | 5.18 | 4.32 | 7.94 |
| **1986** | 4.55 | 4.1 | 6.64 | 7.96 | 7.39 | 10.51 | 14.15 | 8.39 | 8.27 | 6.36 | 5.97 | 8.57 | 7.74 |
| **1987** | 6.21 | 9.43 | 8.03 | 10.61 | 8.02 | 9.06 | 9.59 | 8.49 | 7.2 | 6.55 | 5.43 | 5.5 | 7.84 |
| **1988** | 4.88 | 6.88 | 7.02 | 8.92 | 9.46 | 7.31 | 11.77 | 7.94 | 7.29 | 7.35 | 8.42 | 6.59 | 7.82 |
| **1989** | 8.54 | 6.96 | 7.38 | 7.06 | 11.29 | 15.62 | 10.6 | 7.31 | 7.85 | 7.18 | 5.52 | 4.29 | 8.3 |
| **1990** | 5.79 | 5.36 | 9.61 | 6.64 | 10.08 | 9.31 | 8.55 | 6.5 | 7.07 | 5.18 | 5.08 | 5.89 | 7.09 |
| **1991** | 7.48 | 7.14 | 10.4 | 10.9 | 13.71 | 9.54 | 12.61 | 8.51 | 5.58 | 5.86 | 5.92 | 4.21 | 8.49 |
| **1992** | 5.29 | 4.37 | 6.85 | 7.92 | 6.77 | 8.61 | 8.31 | 8.36 | 6.5 | 5.47 | 4.96 | 4.34 | 6.48 |
| **1993** | 4.93 | 4.82 | 7.36 | 7.18 | 6.99 | 10.2 | 9.4 | 7.33 | 7.8 | 6.34 | 5.64 | 5.6 | 6.96 |
| **1994** | 4.27 | 4.73 | 5.96 | 7.67 | 7.8 | 10.64 | 10.12 | 9.59 | 8.76 | 7.18 | 6.34 | 8.13 | 7.6 |
| **1995** | 8.44 | 5.53 | 6.41 | 6.28 | 7.94 | 8.99 | 8.77 | 5.88 | 5.67 | 5.57 | 7.43 | 6.06 | 6.91 |
| **1996** | 4.69 | 7.53 | 6.03 | 6.32 | 7.51 | 8.14 | 9.26 | 8.46 | 7.07 | 5.41 | 5 | 5.08 | 6.71 |
| **1997** | 4.7 | 5.06 | 4.99 | 4.41 | 6.03 | 8.84 | 10.62 | 8.87 | 5.93 | 4.7 | 4.86 | 4.97 | 6.16 |
| **1998** | 4.85 | 4.92 | 6.55 | 6.99 | 6.63 | 8.65 | 8.76 | 7.83 | 7.05 | 7.4 | 7.19 | 6.72 | 6.96 |
| **1999** | 7.1 | 8.1 | 8.01 | 7.87 | 8.66 | 9.47 | 8.22 | 8.34 | 6.65 | 6.27 | 6.24 | 6.46 | 7.61 |
| **2000** | 5.97 | 6.19 | 6.62 | 6.36 | 8.22 | 11.28 | 8.2 | 8.53 | 7.57 | 7.14 | 6.22 | 6.68 | 7.41 |
| **2001** | 6.45 | 6 | 6.83 | 7.75 | 8.51 | 9.72 | 7.97 | 7.93 | 6.74 | 4.49 | 4.1 | 5.47 | 6.83 |
| **2002** | 4.98 | 6.3 | 6.28 | 7.71 | 8.25 | 7.21 | 8.84 | 7.63 | 6.7 | 6.73 | 4.99 | 5.51 | 6.76 |
| **2003** | 6.37 | 6.27 | 8.83 | 5.98 | 9.3 | 7.73 | 8.84 | 6.49 | 5.51 | 5.33 | 5.24 | 6.23 | 6.84 |
| **2004** | 5.47 | 4.98 | 5.87 | 5.38 | 7.99 | 11.4 | 9.38 | 8.15 | 6.09 | 4.95 | 4.12 | 4.48 | 6.52 |
| **2005** | 3.92 | 12.37 | 14.58 | 8.09 | 8.03 | 12.5 | 8.1 | 6.94 | 4.3 | 4.27 | 4.04 | 4.59 | 7.64 |
| **2006** | 6.21 | 6.85 | 5.4 | 6.83 | 6.59 | 7.9 | 5.33 | 4.51 | 4.45 | 3.79 | 3.52 | 3.64 | 5.42 |
| **2007** | 3.33 | 3.29 | 5.79 | 4.97 | 5.24 | 11.85 | 6.36 | 7.88 | 8.12 | 6.72 | 6.74 | 5.96 | 6.35 |
| **2008** | 7.06 | 7.87 | 5.89 | 7.21 | 8.93 | 8.78 | 9.13 | 6.81 | 8.11 | 7.61 | 6.73 | 6.41 | 7.54 |
| **2009** | 8.45 | 7.49 | 6.26 | 8.37 | 7.84 | 11.03 | 9.66 | 7.96 | 6.06 | 6.26 | 6.3 | 5.77 | 7.62 |
| **2010** | 5.57 | 7.01 | 7.24 | 8.38 | 7.85 | 9.85 | 7.8 | 7.78 | 7.28 | 5.88 | 6.43 | 5.89 | 7.25 |
| **Media** | 5.72 | 6.32 | 7.19 | 7.27 | 8.16 | 9.59 | 9.49 | 7.98 | 6.99 | 6.07 | 5.7 | 5.71 | 7.18 |
| **Máx.** | 8.54 | 12.37 | 14.58 | 10.9 | 13.71 | 15.62 | 14.15 | 11.01 | 9.35 | 8.27 | 8.42 | 8.57 | 8.49 |
| **Mín.** | 3.33 | 3.29 | 4.99 | 4.41 | 5.24 | 6.6 | 5.33 | 4.51 | 4.3 | 3.79 | 3.52 | 3.64 | 5.42 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

De la misma manera se realiza dicho procedimiento para las series de valores diarios, de esta manera se obtendrán los valores correspondientes al sitio de captación del río Sardinas.

#### 1.3.6.2 *Caudales característicos*

Los caudales con probabilidad de excedencia calculados en función de las series medias y diarias se muestran en la Tabla 1.17.

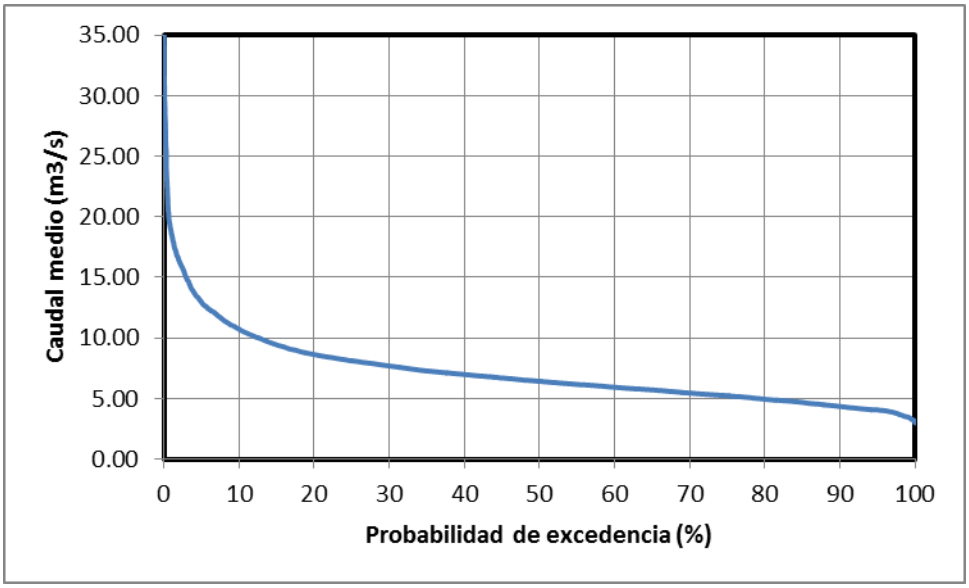
*Tabla 1.17. Caudales característicos para cada probabilidad de excedencia*

| **Probabilidad de excedencia (%)** | **Caudales diarios naturales** |
|---|---|
| | **($m^3/s$)** |
| 5 | 12,96 |
| 10 | 10,74 |
| 15 | 9,44 |
| 20 | 8,63 |
| 25 | 8,13 |
| 30 | 7,70 |
| 35 | 7,28 |
| 40 | 6,99 |
| 45 | 6,70 |
| 50 | 6,43 |
| 55 | 6,17 |
| 60 | 5,93 |
| 65 | 5,72 |
| 70 | 5,46 |
| 75 | 5,24 |
| 80 | 4,95 |
| 85 | 4,69 |
| 90 | 4,35 |
| 95 | 4,06 |
| Qmed | 7,166 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

La curva de duración general correspondiente a las series diarias se presenta en la Tabla 1.18., como se puede observar que no existe una variación considerable entre las probabilidades de excedencia de 40% a 90%.

*Figura 1.21. Caudales característicos para cada probabilidad de excedencia*




*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

### 1.3.6.3 *Caudal Ecológico*

Para el cálculo del caudal ecológico se aplica el método de Tennant, el cual dice que éste será al menos el 10% del caudal medio anual.

A continuación se presenta la Tabla 1.18. la cual incluye los caudales ecológicos y disponibles para cada probabilidad de excedencia:

*Tabla 1.18. Caudales ecológicos y disponibles para diferentes probabilidades de excedencia*

| Probabilidad de excedencia (%) | Caudales diarios naturales ($m^3/s$) | Caudales ecológicos ($m^3/s$) | Caudales disponibles ($m^3/s$) |
|---|---|---|---|
| 5 | 12,96 | 0,72 | 12,24 |
| 10 | 10,74 | 0,72 | 10,03 |
| 15 | 9,44 | 0,72 | 8,73 |
| 20 | 8,63 | 0,72 | 7,91 |
| 25 | 8,13 | 0,72 | 7,41 |
| 30 | 7,70 | 0,72 | 6,98 |
| 35 | 7,28 | 0,72 | 6,57 |
| 40 | 6,99 | 0,72 | 6,28 |
| 45 | 6,70 | 0,72 | 5,99 |
| 50 | 6,43 | 0,72 | 5,71 |
| 55 | 6,17 | 0,72 | 5,45 |
| 60 | 5,93 | 0,72 | 5,22 |
| 65 | 5,72 | 0,72 | 5,00 |
| 70 | 5,46 | 0,72 | 4,74 |
| 75 | 5,24 | 0,72 | 4,52 |
| 80 | 4,95 | 0,72 | 4,23 |
| 85 | 4,69 | 0,72 | 3,97 |
| 90 | 4,35 | 0,72 | 3,63 |
| 95 | 4,06 | 0,72 | 3,35 |
| Qmed | 7,166 | 0,72 | 6,45 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

### 1.3.6.4 *Caudales máximos*

Para la determinación de los caudales máximos de crecida en el río Sardinas se utiliza el método del Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service de los Estados Unidos.

Los caudales máximos para distintos períodos de retorno se presentan en la Tabla 1.20.

*Tabla 1.19. Caudales máximos para distintos períodos de retorno*

| Cuenca | Área ($km^2$) | CAUDALES MÁXIMOS ($m^3/s$) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 |
| Río Sardinas captación PHS (CS1) | 89,58 | 100,78 | 139,95 | 172,92 | 216,81 | 243,76 |

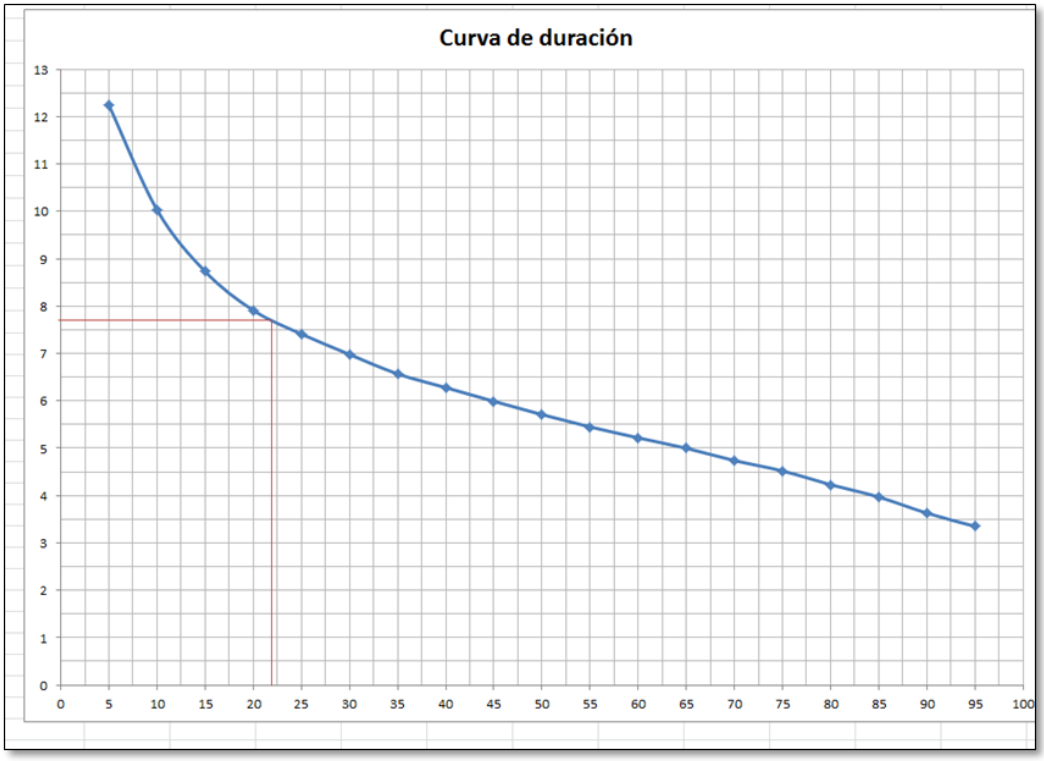
*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

Para el período de retorno de 100 años tenemos un caudal máximo de 243,76 $m^3/s$, caudal que será muy importante al momento de diseñar las obras de captación de la central hidroeléctrica Sardinas.

#### 1.3.6.5 *Caudal de generación*

El caudal de generación adoptado para el diseño de los componentes hidráulicos de la Central Hidroeléctrica Sardinas corresponderá a una probabilidad de excedencia de entre el 20 y 30% según criterios basados en la experiencia de la Consultora Astec para este tipo de proyectos.

*Figura 1.22. Curva de duración general de caudales*




*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

Es de esta manera que el caudal que me da beneficios en generación y la inversión es justificada es el de 7,66 $m^3/s$. Para fines prácticos los diseños se realizarán con un caudal de 8.00 $m^3/s$.

## 1.4 Geología y geotecnia

Para un proyecto de centrales hidroeléctricas, y en general para todo proyecto de ingeniería civil, es necesario conocer las características y el comportamiento de los materiales naturales disponibles en el sitio de obras, para la correcta definición de la cimentación de las obras hidráulicas del proyecto y el comportamiento del mismo ante taludes y obras superficiales.

La definición de las condiciones en las que va a estar sometida la cimentación pueden definirse generalmente por inspección visual, en el sitio de obras puede haber presencia de erosión, afloramiento de rocas, obras realizadas por el hombre, etc.

### 1.4.1 *Materiales presentes en la zona de proyecto*

Es importante dar una definición de los tipos de materiales presentes en la cuenca del río Sardinas, puesto que es el que va a predominar en la cimentación de cada una de las estructuras de la Central Hidroeléctrica. Así, y con fines de excavación, se puede clasificar a los materiales encontrados a lo largo del proyecto en las siguientes categorías:

#### *1.4.1.1 Suelo*

Según las Especificaciones Generales para Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002, se puede clasificar al suelo como parte de la primera categoría, en

función de su excavación. Entre los suelos que se pueden encontrar a lo largo del trazado del proyecto se encuentran suelos y rocas meteorizadas en gran magnitud dentro de estratos de suelo superficiales, se tienen también suelos residuales, y Saprolíticos.

Por dicha clasificación, se conoce que este tipo de material requiere de equipos comunes para su excavación, o en todo caso, se puede realizar procesos manuales con herramientas sencillas.

#### *1.4.1.2 Conglomerado*

Se encuentran dentro de la segunda categoría de las Especificaciones Generales para Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002, dentro de la cual se incluyen materiales como rocas meteorizadas en baja magnitud, rocas fracturadas con dureza moderada, rocas fracturadas en gran magnitud, aluviales, entre otros. En esta categoría, se necesita maquinaria con una potencia mayor a 320 HP, con sus respectivos escarificadores.

#### *1.4.1.3 Rocas*

Considerado material de tercera categoría (MOP-001-F-2002), dentro de la cual se encuentran las rocas macizas que pueden ser excavadas usando únicamente explosivos.

Para el proyecto Sardinas se presentan en la Tabla 1.20., los porcentajes de presencia de distintos tipos de materiales.

*Tabla 1.20. Porcentaje de material presente en el proyecto*

| Unidad geológica- geotécnica | % Suelo | % Conglomerados sueltos | % Roca |
|---|---|---|---|
| Suelos residuales, Saprolíticos, Rocas altamente meteorizadas | 90 | 5 | 5 |

*Fuente: Estudio de Hidrología y Sedimentología para del Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

### 1.4.2 *Litología*

Como se observó en la Tabla 1.20., la unidad geológica – geotécnica presenta una descripción general de los diversos tipos de suelo que se encuentran en la zona de proyecto. La litología completa para la mini central Sardinas se presentará más adelante. Previo a ello, es necesario definir conceptualmente las características propias de cada tipo de suelo presente y cómo esto permite definir taludes y bermas.

#### 1.4.2.1 *Suelo coluvio- aluvial*

Material caracterizado por estar conformado, en forma de terrazas, de depósitos sedimentarios aluviales y coluviales, que generalmente se crean por acción de procesos geomorfológicos y climáticos principalmente por acción del transporte y meteorización.

#### 1.4.2.2 *Suelos coluviales*

Materiales transportados principalmente por el agua o deshielos después de haber sido modificados in situ a partir de rocas. Su composición depende de la roca del que proceden y generalmente se conforman por fragmentos angulares gruesos que están inmersos en material limo arcilloso de espesor muy variable. Cuando existen excavaciones profundas en este material no hay un buen auto sostenimiento.

#### 1.4.2.3 *Suelo aluviales*

Materiales transportados por medio del agua y posteriormente depositados en forma de estratos. Su tamaño es bastante variable y generalmente tienen alto contenido de materia orgánica. Su característica principal es que lo constituyen fragmentos de roca redondeada a subredondeada inmersos en un material matriz compuesto por lodo.

#### 1.4.2.4 *Suelos residuales*

Aquellos suelos formados por procesos de meteorización física y química, y que no han sido transportados de su lugar de origen. Estos procesos alteran la composición de la roza y sus minerales y los equilibran con los presentes en el ambiente donde se encuentren.

A continuación se presenta la Tabla 1.21., que incluye las características litológicas para cada obra dentro del proyecto, a su vez se presentan parámetros tales como taludes recomendados, bermas y niveles freáticos.

*Tabla 1.21. Porcentaje de material presente en el proyecto*

| OBRA | ABCISA | | LITOLOGÍA | TALUD RECOMENDADO | BERMAS | NIVEL FREÁTICO |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Captación | | | Aluvial | H/V = 1/3 | b = 1 m ; h = 3 m | 0 m |
| Desarenador | | | Aluvial | H/V = 1/3 | b = 1 m ; h = 3 m | > 3 m |
| Conducción | 0+000 | 0+540 | Coluviales sobre suelos residuales conformados por matriz limo arenosa | H/V = 1/3 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 0+540 | 0+900 | Suelo residual, limo arcilloso | H/V = 1/3 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 0+900 | 1+008 | Coluvial con clastos de lutita | H/V = 1/2 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 1+008 | 1+288 | Suelo residual, limo arcilloso | H/V = 1/3 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 1+288 | 1+379 | Coluvial con clastos de lutita | H/V = 1/2 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 1+379 | 1+560 | Suelo residual, limo arcilloso | H/V = 1/3 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 1+560 | 1+600 | Coluvial | H/V = 1/2 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 1+600 | 1+680 | Suelo residual, limo arcilloso | H/V = 1/3 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 1+680 | 1+740 | Coluvial | H/V = 1/2 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 1+740 | 2+152 | Suelo residual, limo arcilloso | H/V = 1/3 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| Tanque de carga | | | Coluvial | H/V = 1/2 | b = 1.5 m ; h = 5 m | 2 m |
| Tubería de presión | 0+000 | 0+090 | Suelo residual, limo arcilloso | H/V = 1/3 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 0+090 | 0+425 | Coluviales sobre suelos residuales conformados por matriz limo arenosa | H/V = 1/3 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| | 0+425 | 0+520 | Aluvial | H/V = 1/3 | b = 1.5 m ; h = 5 m | |
| Casa de máquinas | | | Aluvial | H/V = 1/3 | b = 1 m ; h = 3 m | 1 m |
| | | | Aluvial | H/V = 1/3 | b = 1 m ; h = 3 m | |

*Fuente: Programa para el Desarrollo de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas - Factibilidad- Astec, 2013.*

# CAPITULO II

# DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA TRADICIONAL A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO HIDROELECTRICO SARDINAS

## 2.1 Concepción general de la alternativa tradicional

La Central Hidroeléctrica Sardinas en su alternativa tradicional pretende aportar con el desarrollo energético del país mediante el aprovechamiento del recurso hídrico renovable. La concepción del proyecto Sardinas realizado por la Consultora Astec plantea una captación de agua proveniente del Río del mismo nombre mediante una captación con rejilla de fondo seguido de componentes como desripiador, desarenador de doble cámara y conducción de flujo a gravedad hasta llegar a la ubicación de un tanque de carga, del cual se conecta a la tubería de alta presión del proyecto. La generación hidroeléctrica se realizará en la casa de máquinas situada en la margen izquierda del Río Sardinas, que aloja en su interior dos turbinas de reacción Francis.

Con el objetivo de describir de una manera clara la alternativa que se está llevando a cabo a nivel de Factibilidad en la Consultora ASTEC, se establecerá un capítulo destinado a resumir sus aspectos más importantes para comparándolos de manera clara con el diseño que se realizará en esta disertación.

La descripción se basará en aspectos técnicos enfatizando más el aspecto de diseño hidráulico que en proyectos de Centrales Hidroeléctricas son muy importantes al

momento de decidir si las alternativas son viables o no y a su vez el aspecto económico financiero.

## 2.2 Análisis técnico de la alternativa tradicional

### 2.2.1 *Análisis hidráulico*

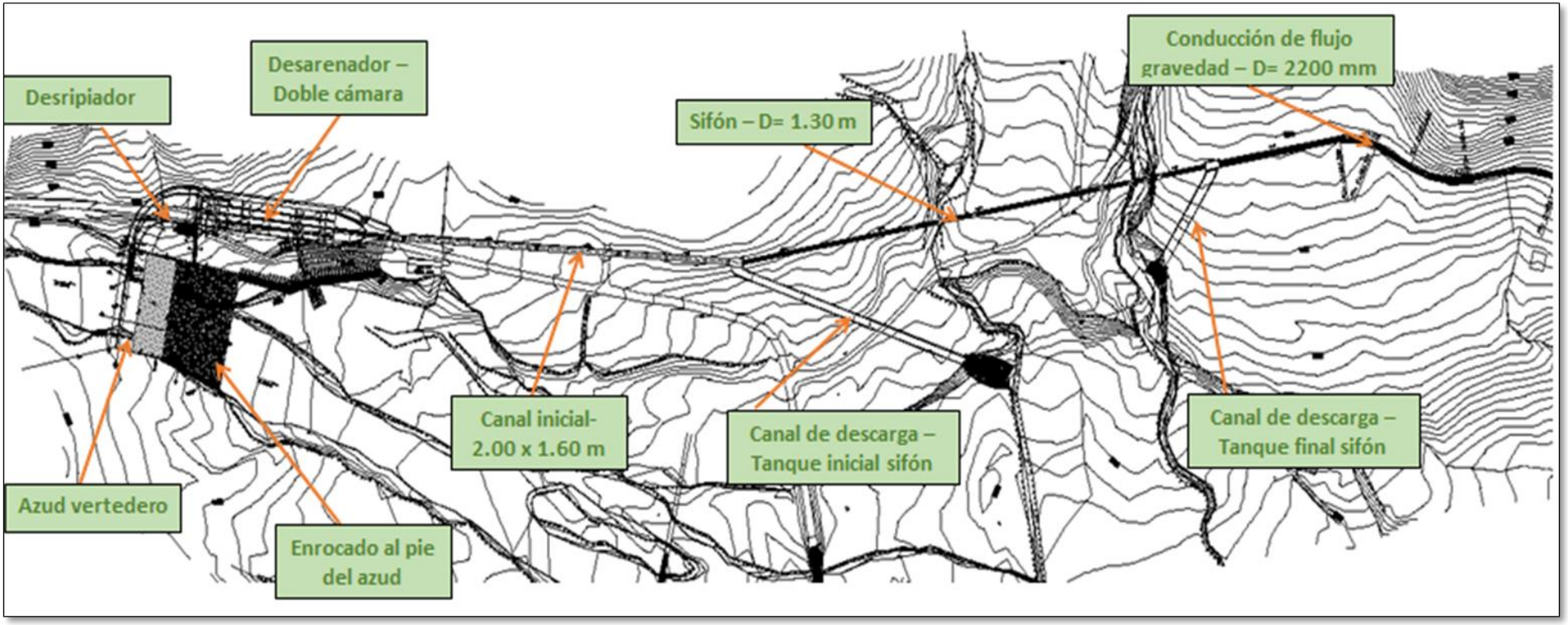
Una central hidroeléctrica cuenta con varios componentes que hacen aprovechar el recurso hídrico de la manera más óptima y al menor costo posible. En este análisis hidráulico de la alternativa tradicional se expondrán varios de los conceptos que se utilizaron para el diseño de cada uno de los componentes de la Central Hidroeléctrica Sardinas en fase de Factibilidad al igual que las características físicas de cada uno de estos, localización geográfica en el terreno y su función dentro del funcionamiento de una central hidroeléctrica.

Las obras hidráulicas del proyecto Sardinas por su función pueden clasificarse en 3 tipos:

- **Obras de Captación:** Toma de derivación, rejillas de fondo, desripiador.
- **Obras de Conducción:** Canales, sifones, tubería a flujo a gravedad, tubería de alta presión.
- **Obras de Protección:** Desarenador, disipadores de energía, escalera de peces y tanques de presión.

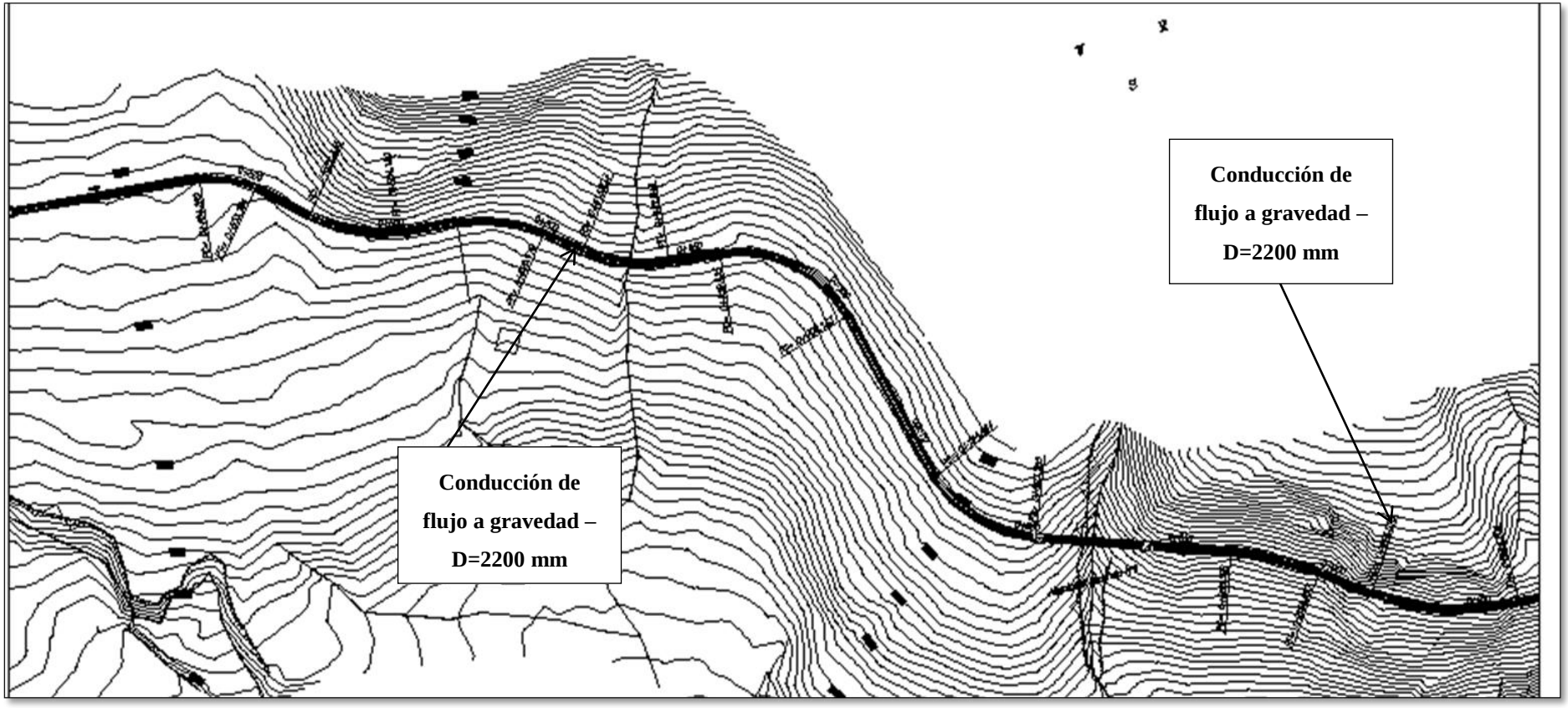
Todos los componentes de la central hidroeléctrica se distribuyen a lo largo de la margen izquierda del Río Sardinas de la siguiente manera mostrada en los gráficos (Figura 2.1 a Figura 2.2)

*Figura 2.1. Componentes de la Central Hidroeléctrica Sardinas (Alternativa Tradicional)*



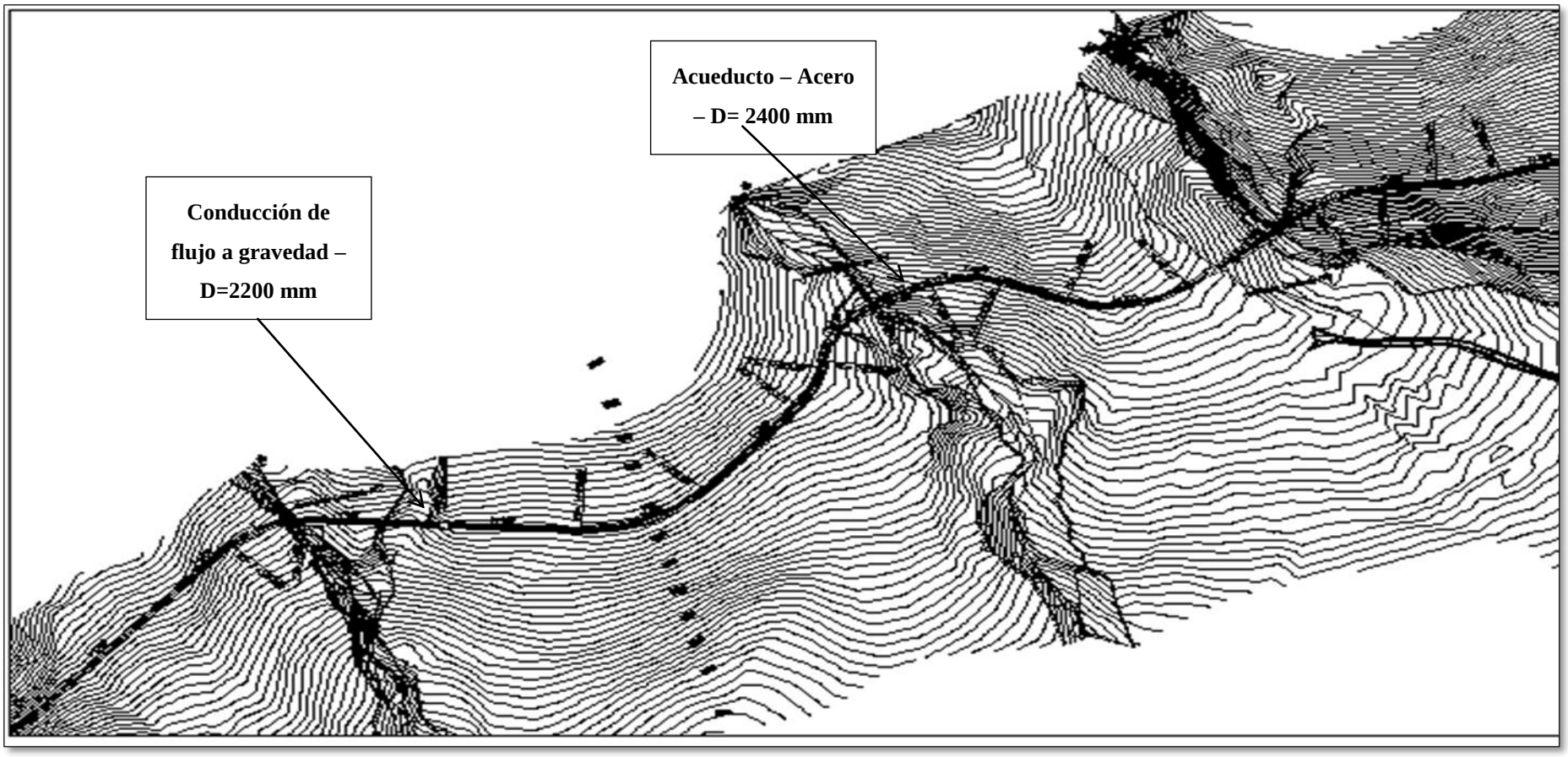

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.2. Componentes de la Central Hidroeléctrica Sardinas (Alternativa Tradicional)*



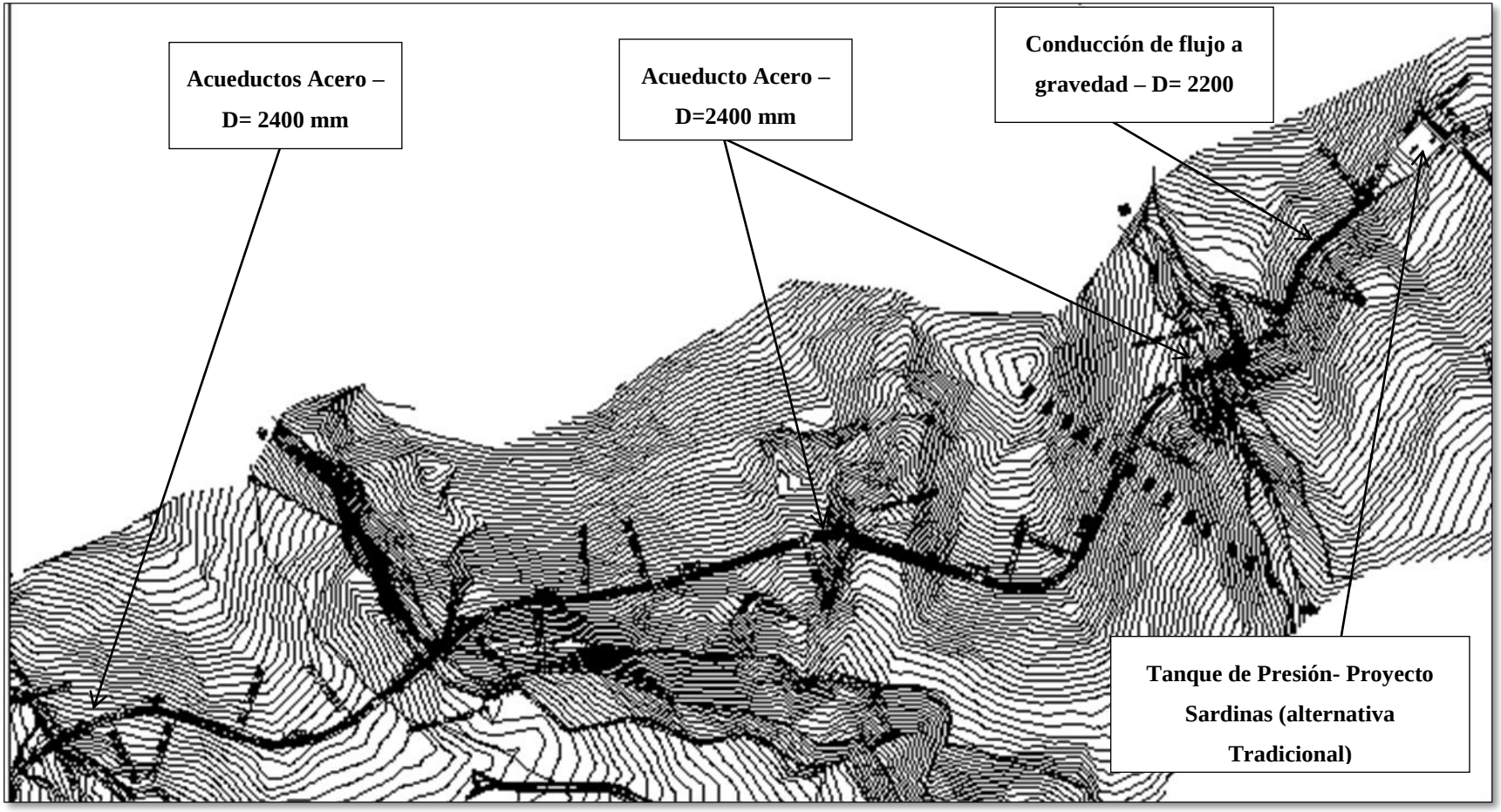

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.3. Componentes de la Central Hidroeléctrica Sardinas (Alternativa Tradicional)*



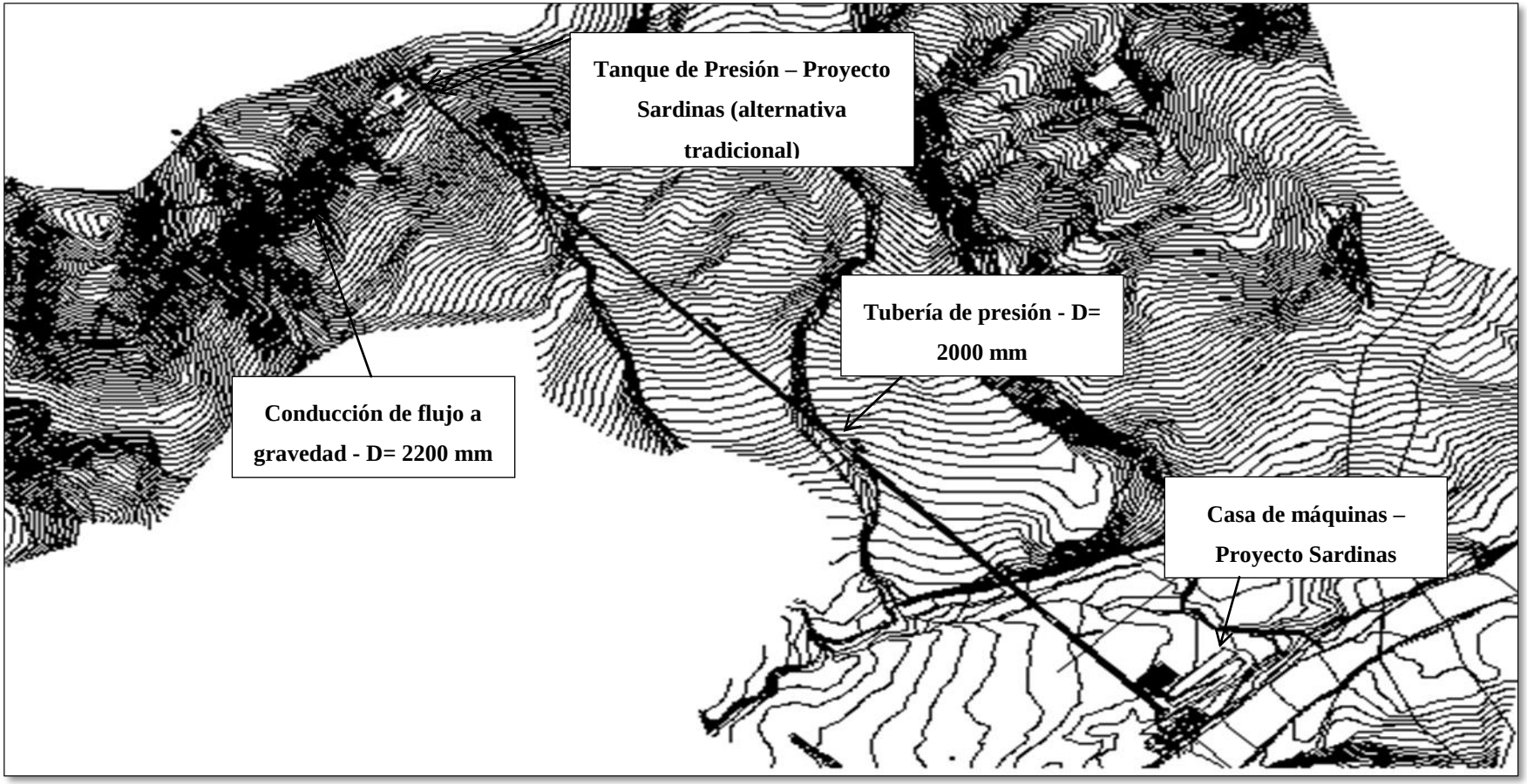

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.4. Componentes de la Central Hidroeléctrica Sardinas (Alternativa Tradicional)*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.5. Componentes de la Central Hidroeléctrica Sardinas (Alternativa Tradicional)*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

#### 2.2.1.1 *Obras de captación o de toma*

La obra de toma del Proyecto Sardinas es catalogada como una obra de toma de tipo caucasiana con rejilla de fondo. Este tipo de tomas suelen ser mayormente utilizadas cuando se quiere captar agua de ríos de montaña cuyos caudales son relativamente pequeños y que tienen pendientes fuertes.

El criterio se basa en primer lugar que se pueda captar una cantidad prácticamente constante de caudal independiente del calado del rio y a su vez limitar el ingreso de los materiales solidos flotantes al momento de la captación.

Puesto que la rejilla de entrada se ubica en la parte superior del azud vertedero, se evita en cierta manera el ingreso de material grueso que se encuentra cercano al fondo del rio siendo una característica favorable de este tipo de tomas.

Si bien el Río Sardinas no posee un caudal pequeño, lo que se busca realizar mediante este tipo de toma es captar el volumen de agua necesaria para generar lo requerido para que la central Sardinas sea catalogada como pequeña central (Hasta 10 MW de potencia).

##### *2.2.1.1.1 Ubicación de la toma*

La ubicación de la toma generalmente se basa en aspectos importantes del desarrollo natural del rio. Algunos criterios para la ubicación de la captación del Proyecto Sardinas fueron:

- Perfil longitudinal del tramo del Río Sardinas: A los tramos de rio se los puede catalogar de Curso Superior, Curso Medio o Curso Inferior.

Curso Superior: Son tramos que se caracterizan principalmente por pendientes longitudinales elevadas típicas de regiones montañosas donde predomina la erosión del cauce. El rio presenta en el lecho generalmente material flotante grueso.

Curso Medio: Tramos característicos de ríos ubicados al pie de montaña con cambios de dirección no muy pronunciadas y con amplias orillas. En el lecho del río se puede encontrar material flotante generalmente caracterizado por ser grava  o arenoso.

Curso Inferior: Tramos correspondientes a regiones planas donde existen meandros con gran radio. El material del lecho predominante es grava fina y gruesa. Los márgenes laterales poseen poca altura con respecto al cause principal.

Al Río Sardinas en el tramo de captación se lo puede catalogar como un tramo de curso superior, por las características presentadas en la Figura 2.6

*Figura 2.6. Lugar de captación Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ( Alternativa Tradicional)*



*Fuente: Anastassia Andrade - Andrés Heredia*

- Configuración en planta del Río Sardinas: La configuración en planta se basa normalmente en las características morfológicas de la zona. La pendiente longitudinal del tramo define la presencia de erosión lateral y la intensidad de curvatura de los meandros.

  Para el tramo del Río Sardinas se considera que la captación mediante una rejilla de fondo se acopla de mejor manera a tramos con curso superior, ya que el arrastre de material es grueso y no permite su entrada directa a través de la rejilla.

- Sección transversal de Rio Sardinas: La sección transversal del tramo del rio es un factor preponderante para la selección del sitio óptimo de ubicación de la obra de captación. De acuerdo a la sección transversal del tramo en análisis se definirán fenómenos de socavación y sedimentación que a la final pueden afectar el desvío del caudal a la conducción. En el caso de tomas de rejilla de fondo como en la captación del Proyecto Sardinas estos fenómenos no significan un mayor inconveniente puesto que el caudal es captado a una altura sobre el fondo del rio considerable donde la sedimentación o socavación no afectarán directamente al proceso de captación.

- Disipación de energía: Por acción de la diferencia de cotas entre aguas arriba y abajo del azud vertedero se genera energía por carga hidráulica, que al momento de descargar por encima del azud de cierre produciría socavación al pie del azud. Para este caso se recomienda disipar la energía aguas debajo de la estructura mediante la formación de un resalto hidráulico por medio de una cubeta de disipación.

En el caso del Proyecto Sardinas, en el tramo de captación, por ser un tramo con gradiente elevada se prescinde de la utilización de una cubeta de disipación puesto que no justifica la disipación de la energía por medio de un resalto ya que la naturaleza del rio permitiría solamente que aguas abajo el flujo vuelva a adquirir un estado supercrítico.

Otro criterio que se utilizó para la ubicación de la captación es buscar un lugar aguas arriba del río que no tenga un ancho muy pronunciado donde sea factible "encañonar" el agua basándonos en las condiciones topográficas y geológicas del sitio. Con esta condición obtendremos el caudal necesario para que el proyecto funcione de acuerdo a los requerimientos de generación e inversión ($Q_{22}$).

Ahora bien, para lograr captar el caudal necesario se necesitan de varios componentes hidráulicos que en conjunto permiten retener y desviar el agua hacia la conducción.

Los componentes de captación de la Central Sardina se los describirán a continuación:

- Azud Vertedero
- Rejilla de entrada
- Galería de captación

A continuación se darán a conocer más detalladamente los conceptos de las partes que componen la obra de captación de la Central Hidroeléctrica Sardinas.

*2.2.1.1.2 Azud vertedero*

También llamado presa vertedero, es una estructura hidráulica que se levanta sobre el lecho del río y obliga a que el agua que se encuentra por debajo de la cota requerida se levante permitiendo la derivación de ella. Generalmente este tipo de estructuras no tienen como objetivo principal el almacenamiento del agua para regularizar el caudal sino simplemente derivar el caudal requerido para la generación hidroeléctrica. Para evitar la entrada excesiva de agua a la conducción se crean estructuras de regulación como compuertas de ingreso o de purga.

El azud vertedero permite la evacuación de las crecidas del Río Sardinas por tal motivo hay que diseñarlo considerando la estabilidad y la optimización del material. Este azud debe tener un perfil hidrodinámico que se diseña usualmente con las coordenadas de Creager para lógicamente conseguir el objetivo de estabilidad y reducir la presión sobre la parte superior del perfil (cimacio) pero adoptando un perfil que esté sometido a presión casi nula en todos sus puntos.

Los perfiles Creager por lo general poseen un ligero exceso de material por lo que se utilizan los llamados perfiles de vacío donde la línea inferior de agua se encuentra ligeramente separada del perfil. Si es que esto sucede se corre el riesgo que exista el fenómeno de cavitación y vibración en la estructura lo que resultaría en un problema de estabilidad. Para evitar este fenómeno se han realizado estudios de los que se concluye condiciones para las cuales el flujo permanece estable sin este tipo de fenómenos perjudiciales para la estructura. Se ha estimado que cuando el perfil se diseña con los 2/3 del caudal a ser evacuado su funcionamiento es mucho más óptimo lográndose una notable ganancia en la capacidad de evacuación de la estructura.

En la parte inferior del azud es necesaria la construcción de una curvatura en forma de cubeta. Esta tiene por objetivo dirigir el flujo a alta velocidad proveniente de aguas arriba del azud hasta las estructuras de disipación.

Las obras civiles destinadas a la disipación de energía al pie del azud se las realiza en vista de que el cauce no se erosione al momento de que el agua vierta con gran energía desde aguas arriba del azud.

El lugar de ubicación del azud o estructura de toma para el proyecto se basó en encontrar una sección del rio Sardinas no muy ancha donde sea posible la captación del agua sin problema.

Es así que las coordenadas óptimas vistas en campo fueron las siguientes:

*Tabla 2.1. Coordenadas geográficas del azud.*

| **AZUD** | | |
|---|---|---|
| ESTE | NORTE | ALTURA |
| 182951.71 | 9958239.21 | 1684.88 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

El diseño del azud para la alternativa tradicional del proyecto Hidroeléctrico Sardinas se basó en la determinación del perfil Creager con un caudal centenario bajo las coordenadas para una carga unitaria (H = 1 m) dadas por OFIZEROFF, (KROCHIN, 1986).

La carga sobre el azud determinada para el diseño es de H=2.42 m con un coeficiente de descarga de 2.33 para lo cual se requirió de una corrección ya que la carga sobre el vertedero no es unitaria. Las coordenadas del perfil que se utilizaron son las siguientes:

*Tabla 2.2. Coordenadas de perfil Creager para el azud.*

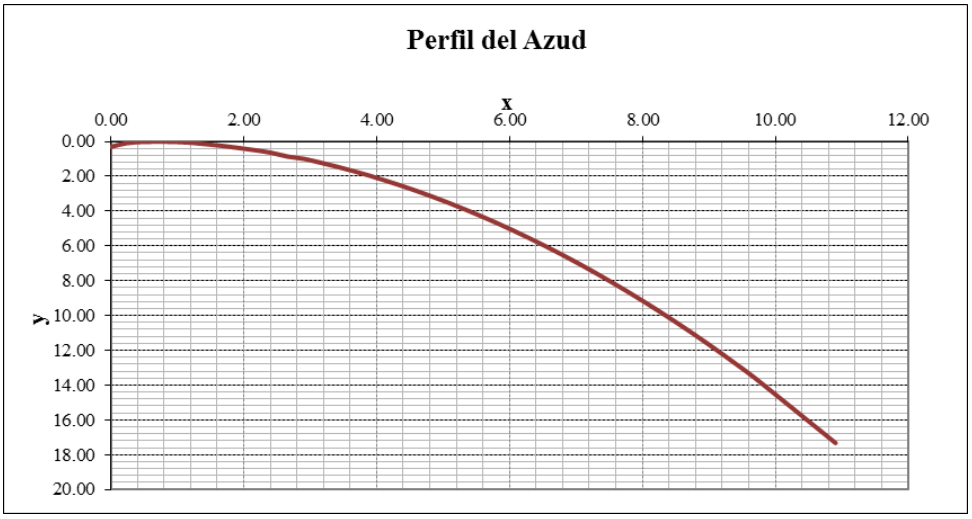
| COORDENADAS DEL PERFIL CREAGER - OFIZEROFF PARA Ho = 2.42 | |
|---|---|
| **x** | **Ordenada del Azud** |
| 0.000 | 0.305 |
| 0.242 | 0.087 |
| 0.485 | 0.017 |
| 0.727 | 0.000 |
| 0.969 | 0.017 |
| 1.212 | 0.065 |
| 1.454 | 0.153 |
| 1.696 | 0.250 |
| 1.939 | 0.371 |
| 2.181 | 0.499 |
| 2.423 | 0.647 |
| 2.666 | 0.860 |
| 2.908 | 0.994 |
| 3.151 | 1.204 |
| 3.393 | 1.432 |
| 3.635 | 1.679 |
| 3.878 | 1.939 |
| 4.120 | 2.225 |
| 4.362 | 2.523 |
| 4.605 | 2.840 |
| 4.847 | 3.175 |
| 5.089 | 3.529 |
| 5.332 | 3.899 |
| 5.574 | 4.287 |
| 5.816 | 4.692 |
| 6.059 | 5.116 |
| 6.301 | 5.557 |
| 6.543 | 6.015 |
| 6.786 | 6.493 |
| 7.028 | 6.987 |
| 7.270 | 7.498 |
| 7.513 | 8.029 |
| 7.755 | 8.577 |
| 7.998 | 9.141 |
| 8.240 | 9.725 |
| 8.482 | 10.327 |
| 8.725 | 10.945 |
| 8.967 | 11.582 |
| 9.209 | 12.236 |
| 9.452 | 12.908 |
| 9.694 | 13.596 |
| 10.906 | 17.328 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Trazando los puntos tomando como convención el eje de las ordenadas positivo hacia abajo se puedo obtener el perfil de la curva Creager requerido para obtener el

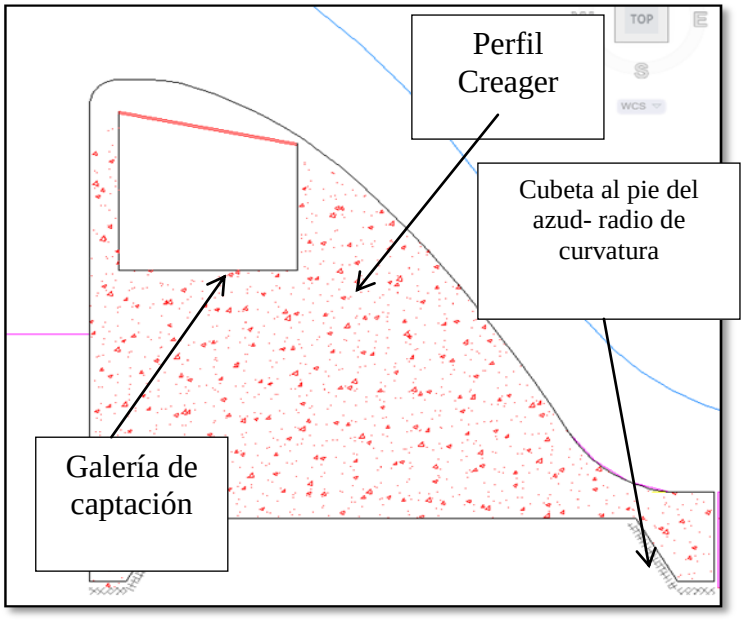
fenómeno deseado anteriormente explicado. El perfil Creager proporcionado por la Compañía ASTEC para la estructura de captación en la alternativa tradicional del Proyecto Sardinas se representa en la siguiente.

*Figura 2.7. Gráfico perfil Creager*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.8. Esquema del azud de captación*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Con este perfil se tiene unas condiciones de flujo que al pie del azud bastante agresivas como son la gran velocidad y la gran fuerza centrífuga ejercida por el agua. Por lo tanto la curvatura requerida para soportar esas condiciones es de 1.84 metros. Los parámetros hidráulicos obtenidos al pie del azud son los siguientes:

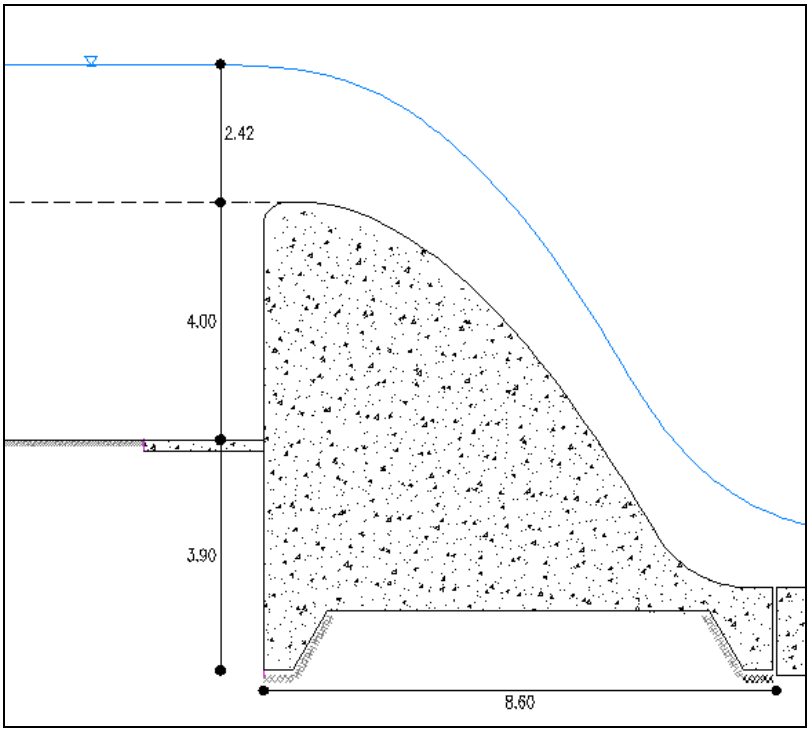
*Tabla 2.3. Parámetros hidráulicos al pie del azud.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Velocidad aguas abajo del azud | 1.68 | m/s |
| Carga sobre el azud | 2.42 | m |
| Radio de curvatura | 1.84 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Las dimensiones del azud se notan a continuación:

*Figura 2.9. Dimensiones del azud de captación*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

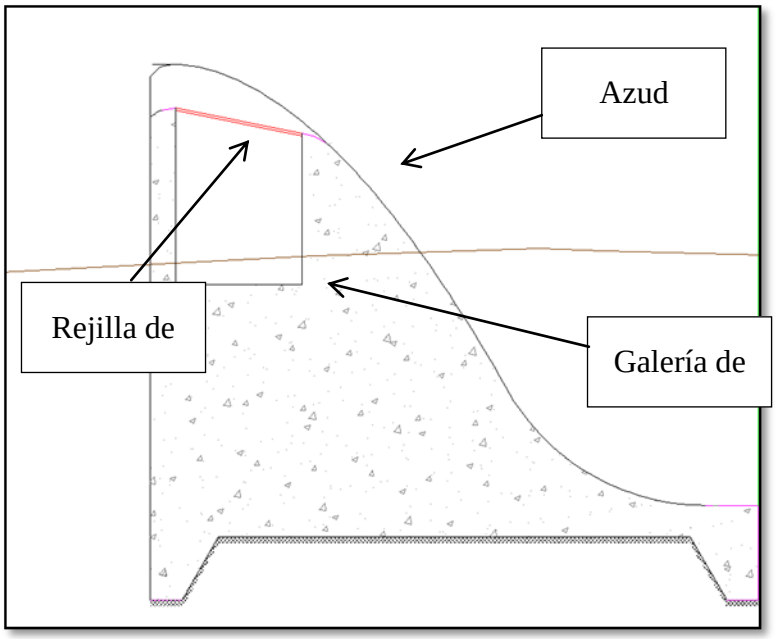
El diseño para el azud en la alternativa propuesta en esta disertación se la realizará mediante criterios de diseño como el presentado en el Bureau of Reclamation de United States Department Of The Interior, en donde se encuentran las dimensiones del perfil por medio de ábacos. Los criterios de diseño y dimensionamiento se encuentran más detalladamente en el capítulo III de la presente disertación.

*2.2.1.1.3 Rejilla de entrada*

Es una obra hidráulica que permite el ingreso del agua captada sin dejar pasar material solido flotante que resulta demasiado grueso. La rejilla conecta a una cámara llamada desripiador por medio de una galería de captación para sedimentar una gran cantidad de arenas y piedras que ingresen por la rejilla. Usualmente debe estar ubicada a una altura no menor a 0.6 o 0.8 m del fondo. La rejilla de fondo está ligeramente por debajo de la cresta del azud lo que necesariamente hará que el agua pase por encima de esta hasta en las épocas de estiaje captando el caudal requerido.

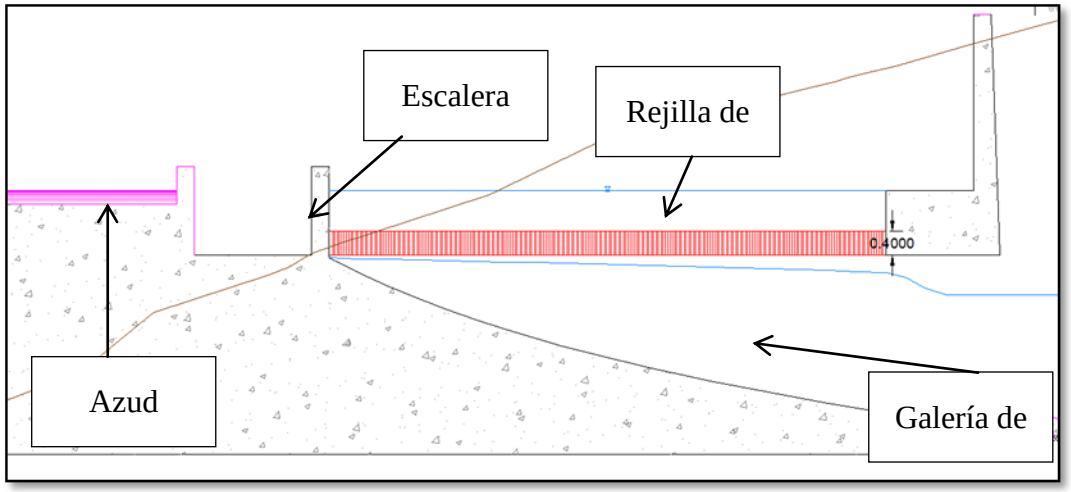
En la Figura 2.10 se puede observar más claramente la ubicación de la rejilla de fondo sobre el azud de cierre que generalmente se encuentra a la margen donde se quiere conducir el agua.

*Figura 2.10. Ubicación de la rejilla de fondo en el azud (Corte transversal)*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.11. Ubicación de la rejilla de fondo en el azud ( Corte longitudinal)*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

La rejilla de fondo se la construye con barras de hierro de sección rectangular o trapezoidal con la base mayor arriba y siempre colocadas paralelas a la dirección del rio con una inclinación para evitar que material solido permanezca sobre ella y la tapone.

Para el proyecto Sardinas se diseñó una rejilla de dimensiones 2.50 m x 8.80 m para asegurar un caudal de captación de 9.70 $m^3/s$ mediante el método de diseño de Krochin.

En la fórmula para determinar el área efectiva de la rejilla intervienen coeficientes en función de la forma del barrote y su inclinación. Los coeficientes utilizados para el cálculo de esta rejilla se indican en la Tabla 2.4.:

*Tabla 2.4. Coeficientes para cálculo de la rejilla de fondo en funcion de geometría del barrote.*

| Descripción | Valor |
|---|---|
| Coeficiente de contracción | 0.39 |
| Coeficiente de derrame | 0.56 |
| Coeficiente de reducción de "h" en función del ángulo | 0.894 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Las características adoptadas y resultados obtenidos por la compañía ASTEC del diseño de la rejilla son las siguientes:

*Tabla 2.5. Dimensiones de la rejilla de fondo*

| **Rejilla de captación** | | |
|---|---|---|
| **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
| Espaciamiento de los barrotes | 0.054 | m |
| Distancia entre ejes de barrotes | 0.08 | m |
| Tipo de barrotes | Rectangular | |
| Angulo de inclinación de la rejilla | 12 | $^o$ |
| Caudal de captación | 9.70 | $m^3/s$ |
| Largo de la rejilla | 2.5 | m |
| Ancho de la rejilla | 8.8 | m |

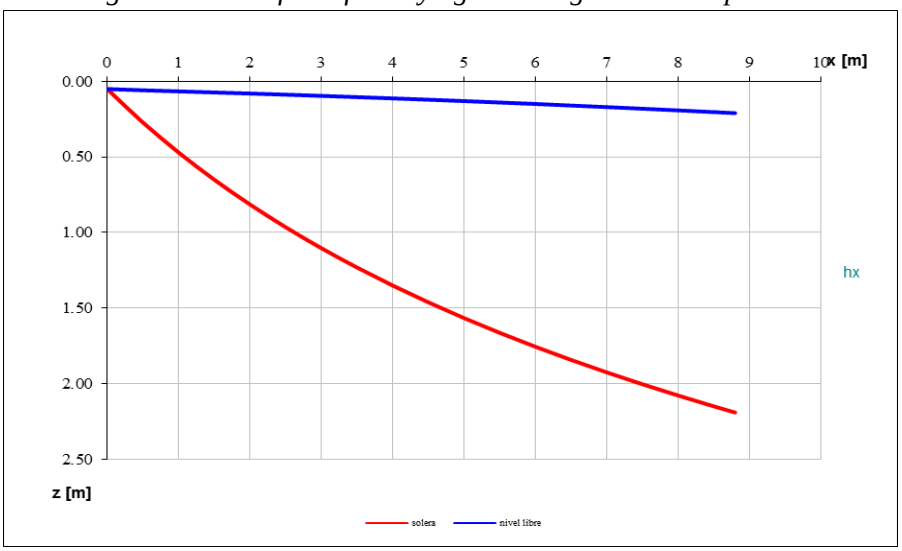
*2.2.1.1.4 Galería de captación*

La galería de captación es un paso de transición entre la rejilla de fondo y el desripiador. Es una estructura curva que permite transportar el agua de captación con sedimentos provenientes directamente del río hasta el desripiador mediante un flujo turbulento para asegurar el arrastre de estos y evitar que se decanten. La estructura permitirá llevar al flujo proveniente de la rejilla de captación de un flujo a gran velocidad a un flujo de baja velocidad dentro de la estructura desripiadora. Esta transición tiene una longitud igual a la de la rejilla de fondo ya que esta se encuentra justo por debajo de ella.

Para el diseño de la galería en la alternativa tradicional se utilizó el método de Zamarín para la determinación del perfil de la galería y del nivel del agua. La galería tiene una longitud de 8,80 metros igual al ancho de la rejilla de captación.

Los perfiles de la galería y del nivel del agua se presenta a continuación en la Figura 2.12., datos que fueron proporcionados por la compañía ASTEC:

*Figura 2.12. Perfil de fondo y agua en la galería de captación.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Como se puede observar en la figura, la profundidad que alcanza la galería de captación es de 2.19 metros teniendo un calado de agua de 2.00, lo que significa que la primera pared lateral de la galería tendrá esa altura. La segunda pared de la galería posterior a la misma tendrá una altura de 2,50 metros.

*2.2.1.1.5 Desripiador*

El desripiador es una estructura que se ubica luego de la galería de captación, que permite que le material grueso se deposite y que no pase a la conducción posterior a este. Si bien la estructura del desripiador es una estructura de protección puesto que decanta las partículas de mayor diámetro a la entrada de la conducción, también funciona como estructura aportante para la captación del agua requerida ya que en principio allí se regulan los excesos de agua que puedan ingresar por la rejilla de fondo por medio de un vertedero de excesos. Cada una de estas cámaras necesita de un canal de limpieza el cual permitirá desalojar periódicamente el material decantado y el agua de excesos.

Generalmente los desripiadores tienen forma de cajón con una pendiente fuerte pero también pueden ser una transición de ancho variable como es el caso del Proyecto Sardinas donde se aprovecha la disminución de la velocidad de flujo a lo largo de la estructura por el mismo hecho de que aumenta el ancho aprovechando este fenómeno para el ingreso a baja velocidad del agua al desarenador.

De la misma manera que en una cámara de desarenación, el desripiador cuenta con una compuerta y canal de limpieza que permitirá la evacuación de los sedimentos depositados a gran velocidad.

En el caso del Proyecto Sardinas se planteó una transición que funcione como un desripiador que una la galería de captación con el desarenador. El desripiador tiene una longitud de 45 metros, longitud que dependió exclusivamente por la ubicación del desarenador sobre el terreno. Las coordenadas de ingreso al desripiador obtenidas en el sitio de la obra son:

*Tabla 2.6. Coordenadas de ingreso al desripiador.*

| **INGRESO AL DESRIPIADOR** | | |
|---|---|---|
| ESTE | NORTE | ALTURA |
| 182961.23 | 9958255.12 | 1689.87 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Al final de la transición se ubica el vertedero sumergido que separa el desripiador con la entrada al desarenador. La transición parte desde un ancho de 2.50 m hasta llegar a los 11.90 m el cual representa el ancho de las 2 cámaras del desarenador.

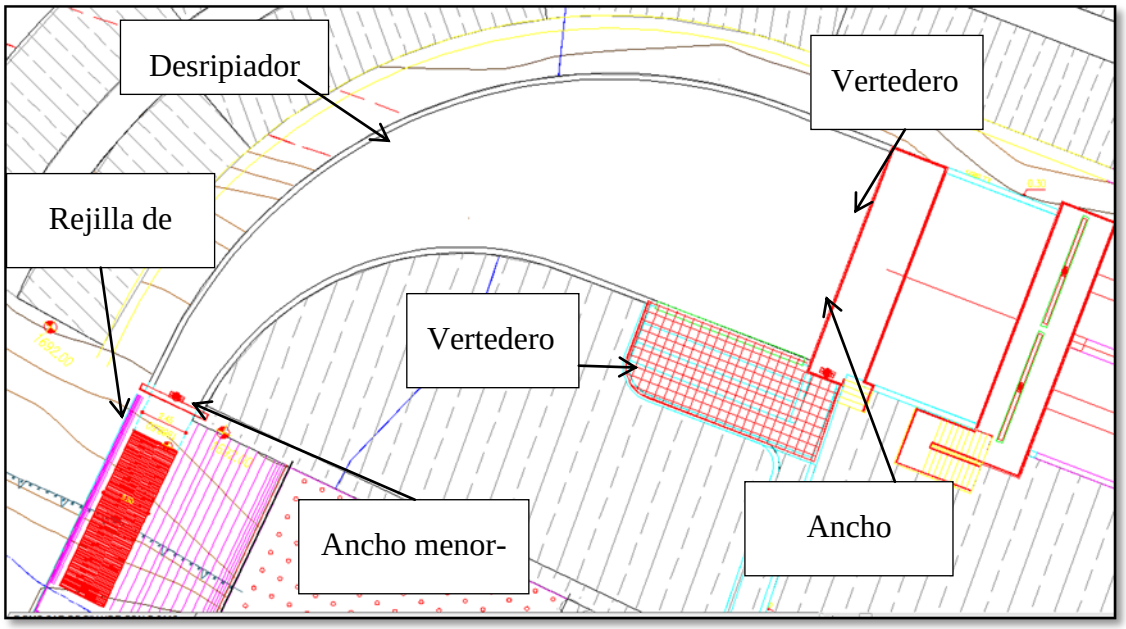
*Tabla 2.7. Características y parámetros hidráulicos del desripiador.*

| **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|
| Longitud del desripiador | 44 | m |
| Ancho menor de la transición | 2.5 | m |
| Ancho mayor de la transición | 11.90 | m |
| Ancho del vertedero sumergido | 11.90 | m |
| Caudal en vertedero rectangular con descarga sumergida | 9.70 | m |
| Coeficiente de descarga | 1.4 | $m^{-1}/s$ |
| Altura del vertedero | 2.65 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

En la Figura 2.13., se observa la ubicación del desripiador con sus anchos inicial y final:

*Figura 2.13. Ubicación y componentes del desripiador.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

El vertedero de excesos al costado derecho de la cámara desripiadora controla el nivel de agua que ingresa a la estructura y permite evacuarla al canal de limpieza que conduce hacia las obras de protección del azud vertedero.

La pendiente fuerte de la cámara permite el arrastre de las partículas mayores a 5 cm hasta la compuerta de limpieza. El canal de limpieza tiene una pendiente fuerte del 2 % para asegurar el arrastre de partículas y no permitir su sedimentación en la base del canal.

Este análisis de arrastre de las partículas se lo realizó en función del diagrama de Shields y la velocidad de corte en la base menor del desripiador asumiendo que este tiene una sección constante. Los resultados obtenidos se observan en la siguiente Tabla 2.8:

*Tabla 2.8. Resultados para arrastre de partículas en el desripiador.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Caudal de captación | 9.70 | $m^3/s$ |
| Base del canal de limpieza | 2.5 | m |
| Coeficiente de Manning | 0.015 | |
| Pendiente del canal | 3 | % |
| Velocidad de limpieza | 9.70 | m |
| Velocidad de corte | 6.36 | $m^{-1}/s$ |
| Diámetro de partículas en la cámara | 50 | mm |
| Diámetro de partículas que pueden ser removidas | 100 | mm |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Se puede observar que para el análisis en la base menor las partículas removidas con esa velocidad de corte son de 100 mm, siendo un diámetro mucho mayor al que se deposita en el fondo de la cámara.

**a) Vertedero de excesos**

Para evacuar el exceso de agua que ingrese por la rejilla y llegue hasta el desripiador se dispone de un vertedero de excesos de cresta semicircular y asegurar el nivel y cantidad de agua que pase hacia el desarenador.

El diseño del vertedero se lo realizó mediante la ecuación del caudal que pasa sobre un vertedero de pared delgada con velocidad de aproximación despreciable. Las características del vertedero de excesos de la alternativa tradicional del proyecto Sardinas son las siguientes:

*Tabla 2.9. Características del vertedero de excesos del desripiador.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Carga sobre el vertedero | 0.70 | m |
| Longitud del vertedero | 8.00 | m |
| Coeficiente adimensional de corrección de la cresta | 0.70 | |
| Caudal de diseño | 9.70 | $m^3/s$ |
| Radio de la cresta | 0.15 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

#### 2.2.1.2 *Obras de conducción*

Las obras de conducción del caudal permiten transportar el agua que ingresa a través de las obras de captación hasta llegar al tanque de carga. En su trazado pasa por diferentes accidentes topográficos que son sorteados con obras especiales como son los sifones, acueductos, túneles y rellenos.

En el caso de la alternativa tradicional del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas, se disponen de varios de estos componentes especiales a lo largo de la conducción como son sifones y acueductos. Sin embargo, el trazado de la conducción debe seguir varios criterios para su elección especialmente al momento de elegir la gradiente de la conducción. Un criterio para el trazado de la conducción se basa en que la gradiente de la conducción debe ser forzosamente menor a la gradiente del río. Como es el caso del proyecto Sardinas en su alternativa tradicional, se plantea la conducción en su mayoría como una conducción de flujo a gravedad buscando conseguir mayor eficiencia y seguridad de las obras a menor costo, manteniendo una pendiente longitudinal que permita que el flujo de agua este dentro de los rangos permisibles de velocidad al igual que no se excedan los cortes y rellenos a lo largo de la conducción lo que lógicamente encarecería a la estructura. La gradiente de la conducción debe establecerse con un criterio económico estudiando varias alternativas, y es así que después de analizar un cierto número de alternativas se escoge la más óptima hidráulica y económicamente.

Como ya se mencionó, la conducción que forma parte del Proyecto Sardinas cuenta con obras especiales como sifones y acueductos para sortear la topografía de la zona a más de la conducción a flujo a gravedad (canal) que mantiene un flujo y pendiente constante a lo largo de su recorrido.

Obviamente estas opciones de acortar el recorrido de la conducción por medio de estas obras especiales encarecerán la construcción del proyecto por ello es necesario comparar el costo de las distintas alternativas que se propongan.

En lo que se refiere a conducciones a gravedad se debe lógicamente buscar la sección que represente una ventaja económica; esto es encontrando la sección que transporte más caudal al menor perímetro mojado.

Para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas cuenta con las siguientes obras de conducción:

- Canal
- Sifón
- Acueductos
- Tubería PVC de flujo a gravedad

A continuación se darán a conocer más detalladamente los conceptos de las partes que componen la obra de captación de la Central Hidroeléctrica Sardinas y sus características más representativas:

#### *2.2.1.2.1 Canal*

El canal es una obra de conducción del caudal que tiene un flujo uniforme, es decir que tiene un calado y velocidad constante a lo largo del tramo. Esto quiere decir que la gradiente y geometría del cauce es constante al igual que la rugosidad la cual se mantiene invariable.

Generalmente la capacidad de conducción de un canal depende del radio hidráulico o de la superficie mojada que permita conducir una mayor cantidad de caudal siendo esto posible cuando se aumenta el radio hidráulico o se disminuye el perímetro. Por

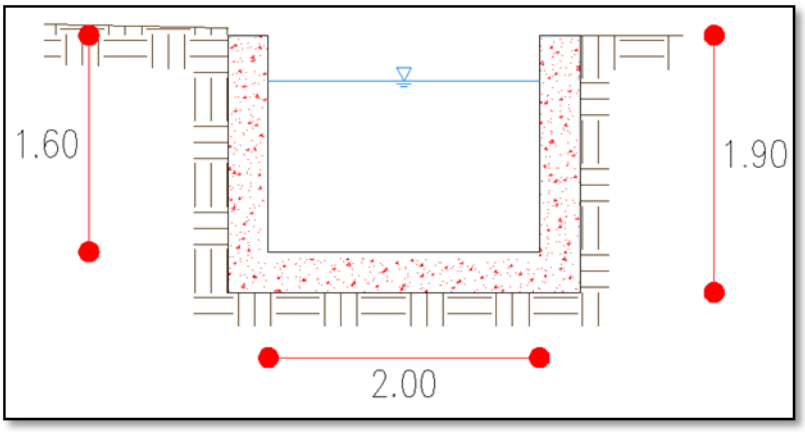
esta razón la sección más óptima sería la semicircular la cual es la mejor que cumple esta condición pero constructivamente causa dificultad por lo tanto se recomienda una sección trapezoidal o en definitiva prismática.

Para el proyecto Sardinas se requirió de un tramo de canal de aproximadamente 171.22 metros desde la salida de la estructura de desarenación hasta el tanque de entrada del sifón.

El canal transporta un caudal de Q =8.00 $m^3$/s, el cual se utilizará para el diseño de todos los componentes de conducción hasta llegar a la casa de máquinas según el diseño de la compañía ASTEC  El canal es de sección rectangular de base 2 metros y de una altura de 1, 60 metros con una gradiente del 0,5 % para evitar la sedimentación de partículas y excesiva erosión. La sección se la escogió de tipo rectangular y no trapezoidal ya que se necesitaba transiciones para el cambio de sección al inicio y al final del canal y esto encarecería la construcción de la obra. Las dimensiones base del canal se adoptaron igualmente considerando las características del suelo. Como se mencionó en el numeral de Geología y Geotecnia de la presente disertación, la conducción está apoyada sobre suelos que son caracterizados por ser coluvio-aluviales que presentan una capacidad aceptable y estable mas no al momento de realizar cortes muy profundos ya que pueden no tener auto sostenimiento. La altura de las paredes de un canal rectangular de 1,60 metros permitiría sin ningún problema el sostenimiento del material aluvial a los costados y más aun considerando que el canal no tiene una longitud muy grande.

La sección transversal del canal abierto se muestra en la siguiente Figura 2.14:

*Figura 2.14. Sección transversal canal de inicio.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Por medio de una visita al lugar se localizaron las coordenadas de ingreso al canal rectangular:

*Tabla 2.10. Coordenadas geográficas del ingreso del canal rectangular inicial.*

| **INGRESO AL CANAL RECTANGULAR** | | |
|---|---|---|
| ESTE | NORTE | ALTURA |
| 183087.51 | 9958227.01 | 1689.092 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

La función del canal rectangular a la salida del desarenador es el de transportar el agua con flujo subcrítico hasta el tanque de carga del sifón. Esto se lo realiza en primer lugar porque las condiciones del terreno son favorables con ningún tipo de depresión a ser cruzada a más de que el suelo es aluvial- coluvial lo que permite realizar zanjas de la profundidad requerida para el canal.

Se requirió de una conducción a flujo libre por ser un tramo relativamente corto hasta llegar a la entrada del sifón lo que hace más barata su construcción. Asimismo el canal realiza un cruce por una pequeña quebrada (riachuelo) que no representa mayor inconveniente al momento de su construcción en las coordenadas:

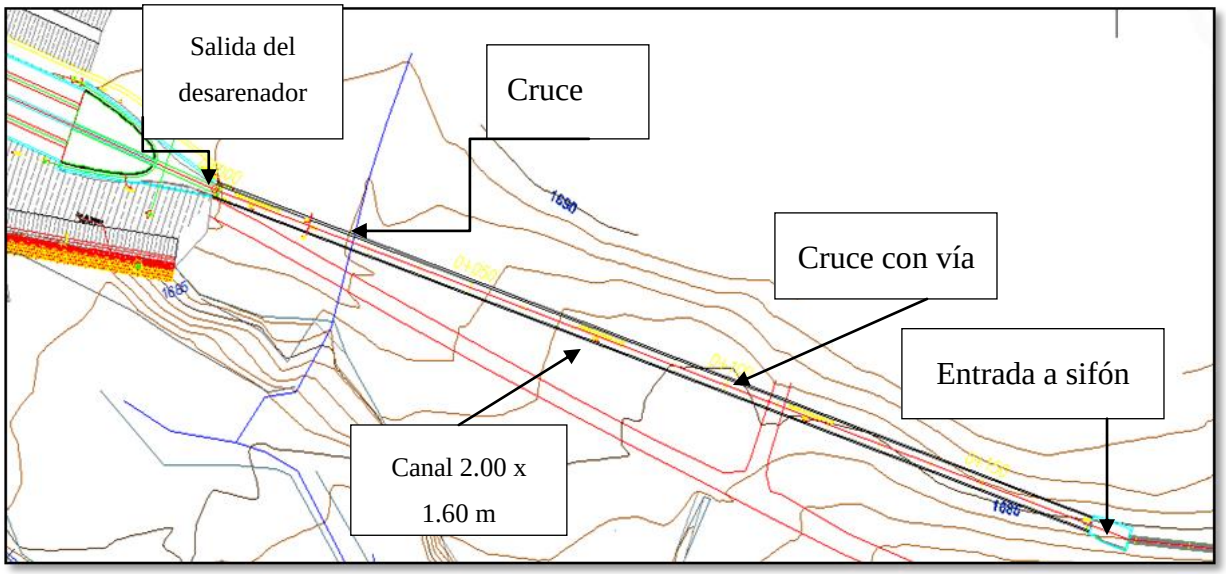
*Tabla 2.11. Coordenadas geográficas del cruce con la quebrada.*

| CRUCE CON QUEBRADA | | |
|---|---|---|
| ESTE | NORTE | ALTURA |
| 183113.18 | 9958217.72 | 1689.00 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

La existencia de una vía carrozable a la margen izquierda del Río Sardinas obliga también a un cruce de la conducción con ella. Para ello se requerirá de un replanteo de la vía y su reubicación para que no afecte al trazado del canal. La vía aportará al fácil acceso al lugar para construcción y mantenimiento del canal.

*Figura 2.15. Canal rectangular inicial.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

El canal llega a la entrada del tanque de carga del sifón en las coordenadas:

*Tabla 2.12. Coordenadas geográficas de ingreso del canal al tanque de carga del sifón.*

| TANQUE DE CARGA INICIAL (SIFÓN) | | |
|---|---|---|
| ESTE | NORTE | ALTURA |
| 183254.43 | 9958172.86 | 1684.39 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Los parámetros hidráulicos de dicha sección fueron obtenidos de acuerdo a un análisis por medio del paquete computacional H CANALES los cuales serán presentados en la Tabla 2.13:

*Tabla 2.13. Parámetros hidráulicos en el canal rectangular.*

| **Resultados** | | |
|---|---|---|
| **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
| Tirante normal | 2.21 | m |
| Área hidráulica | 2.42 | $m^2$ |
| Espejo de aguas | 2 | m |
| Número de Froude | 0.9153 | |
| Tipo de flujo | Subcrítico | |
| Perímetro | 4,42 | m |
| Longitud | 171.30 | m |
| Radio hidráulico | 0,548 | m |
| Velocidad | 3.15 | m/s |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

La velocidad registrada es de 3. 15 m/ s lo que asegura la no decantación de ninguna partícula proveniente del desarenador. Igualmente con las dimensiones adoptadas se asegura un flujo subcrítico a lo largo del canal lo que a la entrada del tanque de carga del sifón no incurrirá en la construcción de ninguna obra que ayude a la disipación de energía a la entrada del sifón. Se adoptó un coeficiente de Manning de 0.0015 característico del hormigón.

*2.2.1.2.2 Sifón*

Los sifones son estructuras que bajan la depresión topográfica siguiendo por los taludes de la misma. Los sifones pueden tener un solo diámetro o diámetros decrecientes dependiendo de la presión que soporten si el relieve topográfico a librar es bastante grande. Se las considera estructuras especiales dentro del diseño de una conducción puesto son concebidas con el objetivo de sortear relieves topográficos que a veces no es posible con la conducción original.

Los sifones son estructuras que a más de la tubería de presión que conduce el agua de un lado al otro lado de la depresión posee un tanque de carga al inicio que funciona como tanque desarenador para evitar que los sedimentos ingresen a la tubería. Este tanque de carga aporta con carga hidráulica suficiente al inicio para poder librar el relieve topográfico sin problemas de cavitación.

A la salida es necesario poner un cajón que controle al agua con alta presión mediante gradas disipadoras o vigas de impacto. En la parte baja del sifón generalmente se ubican válvulas de desagüe que permiten vaciarlo en caso de necesidad, lavando la arena que pudo haberse depositado en el fondo del mismo.

Cuando el cruce que se requiere realizar es ancho arriba y profundo en el centro la estructura más conveniente a ser construida es un sifón aunque esta estructura es la que mayor pérdida produce en el nivel del agua.

En el proyecto Sardinas, el sifón tiene su inicio justo después de terminado el canal inicial proveniente del desarenador. Este tiene por objetivo atravesar las quebradas 3 y 4 ya que con el canal era hidráulica y constructivamente no conveniente. La conducción del sifón se desarrolla entre las abscisas +171.58 a la +422.77m

cubriendo una longitud total de 251.19 m incluyendo las longitudes de los tanques de salida y de entrada.

Para el diseño del sifón Sardinas la compañía ASTEC adoptó una rugosidad absoluta de "ε" igual a 0.03 mm característica de tuberías de acero comercial y soldado y un caudal de diseño de 8 $m^3/s$ para la evaluación del flujo uniforme presurizado en el interior de la tubería de acero de diámetro 1300 mm.

La estructura cuenta con los siguientes componentes:

- Tanque de carga inicial
- Tanque final
- Vertederos de excesos en cada tanque
- Descargas
- Anclajes y apoyos en la tubería de acero

Las coordenadas geográficas de los tanques inicial y final se especifican a continuación:

*Tabla 2.14. Coordenadas inicio tanque de carga del sifón.*

| **TANQUE DE CARGA INICIAL (SIFÓN)** | | |
|---|---|---|
| ESTE | NORTE | ALTURA |
| 183254.43 | 9958172.86 | 1684.39 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Tabla 2.15. Coordenadas fin tanque de carga del sifón.*

| **TANQUE DE CARGA FINAL (SIFÓN)** | | |
|---|---|---|
| ESTE | NORTE | ALTURA |
| 183495.99 | 9958149.18 | 1683.71 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

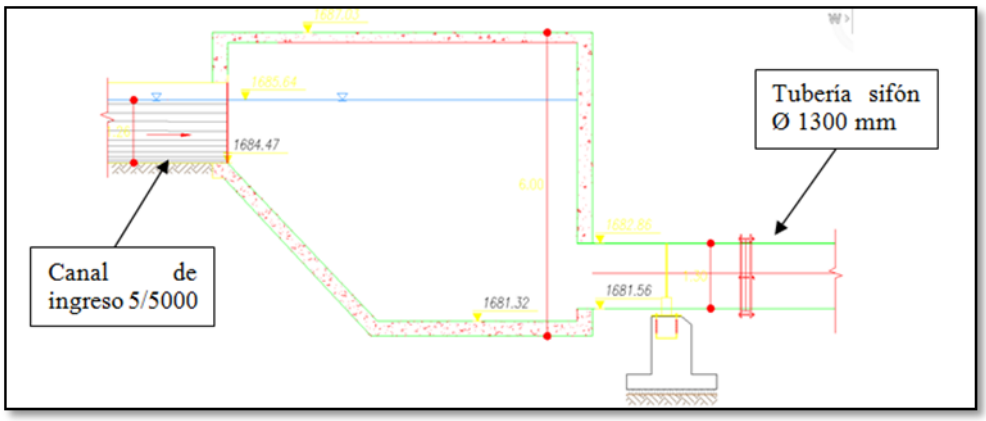
La tubería de acero va enterrada una profundidad de 1.80 m con la conformación de una plataforma de trabajo de aproximadamente 10, 50 metros para facilitar la construcción y transporte de material.

### a) Tanque de carga inicial

El tanque de entrada del sifón Sardinas en su alternativa tradicional tiene una altura de 5, 55 m desde la base y una longitud de 7,00 m con una transición de $46^{O}$ con la horizontal. Se colocó una rejilla de barrotes rectangulares al ingreso del tanque para evitar la entrada de material sólido.

Para el diseño del tanque de carga inicial se consideraron las cotas de sumergencia necesarias para evitar el ingreso de aire a la tubería (Krochin, Polikowski y Perelman y Knauss ). El diseño se basó exclusivamente en asegurar la cota de agua al ingreso del tanque para que la altura piezométrica esté lo suficientemente por encima de los 5 metros requeridos especialmente en la parte intermedia del sifón. Los 5 metros requeridos de altura piezométrica no son necesarios al inicio y al final del sifón por el hecho de tener tanques.

*Figura 2.16. Esquema tanque inicial para el sifón Sardinas.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Tabla 2.16. Cotas del espejo de agua y base de la tubería de presión en el tanque inicial.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Cota de la base de tubería de salida | 1681.56 | msnm |
| Cota de espejo de agua requerida | 1685.64 | msnm |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

### b) Tubería de presión ( sifón )

La tubería de presión del sifón fue determinada de un diámetro de 1300 mm con un espesor de 8 mm por parámetros de seguridad. Los cálculos de pérdidas menores y por fricción se las realizaron por medio de la ecuación de Darcy-Weisbach y el cálculo del factor de fricción de Darcy por medio de la fórmula de Colebrook-White. Los resultados obtenidos de la tubería de presión se presentan en la Tabla 2.17.:

*Tabla 2.17. Parámetros hidráulicos y características del sifón.*

| Datos finales de la tubería de presión | | |
|---|---|---|
| **Descripción** | **Valor** | **Unidades** |
| Caudal | 8.00 | m3/s |
| Espesor | 8.00 | mm |
| Longitud | 236.35 | m |
| Cota de ingreso | 1681.56 | msnm |
| Cota de salida | 1679.00 | msnm |
| Pérdidas acumuladas | 3.60 | m |
| Velocidad de flujo | 6.03 | m/s |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

La tubería de presión posee anclajes en cada uno de sus codos para evitar su movimiento. Las válvulas de aire se ubican a la entrada de las depresiones y una válvula de desagüe en el cruce con la quebrada más profunda (Quebrada 4).

### c) Tanque de salida

El tanque de salida del sifón tiene como objeto en primer lugar disipar la energía hidráulica que llega desde la tubería e igualmente generar un reservorio de agua para

que se asegure la conducción a flujo libre prevista para el proyecto por medio de la tubería de flujo a gravedad. El tanque tiene una longitud de 7.60 m y una altura interna de 5.10 m.

Al final de la tubería se ubicó una rejilla con barrotes rectangulares y una transición inclinada con la horizontal de $30^{o}$ para ayudar a la disipación de energía. Las condiciones del diseño del tanque son asegurar la cota de agua para que siga por la tubería de flujo a gravedad (PVC).

*Tabla 2.18. Cotas del espejo de agua y base de la tubería de presión en el tanque final.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Cota de la base de tubería de salida | 1679.00 | msnm |
| Cota de espejo de agua requerida | 1682.04 | msnm |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

**d) Descargas de tanques inicial y final**

Las descargas fueron concebidas como canales que transportarían los excesos que ingresen a los tanques y caudales de lavado. Los diseños de los canales de descarga buscan la no sedimentación de partículas por medio de una velocidad aceptable entre los 1 m/s y 3 m/s con flujo subcrítico y no erosionar el cauce del riachuelo a donde van a ser descargadas las aguas por medio de muros de gavión y enrocado.

Los parámetros hidráulicos de los canales de descarga se pueden observar en la siguiente Tabla 2.19:

*Tabla 2.19. Parámetros hidráulicos y características del canal de descarga del tanque inicial.*

| Resultados-Descarga tanque inicial | | |
|---|---|---|
| **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
| Tirante normal | 1,18 | m |
| Área hidráulica | 3.53 | $m^2$ |
| Espejo de aguas | 3 | m |
| Numero de Froude | 0.66 | |
| Tipo de flujo | Subcrítico | |
| Perímetro | 5.35 | m |
| Radio hidráulico | 0.66 | m |
| Velocidad | 2.26 | m/s |

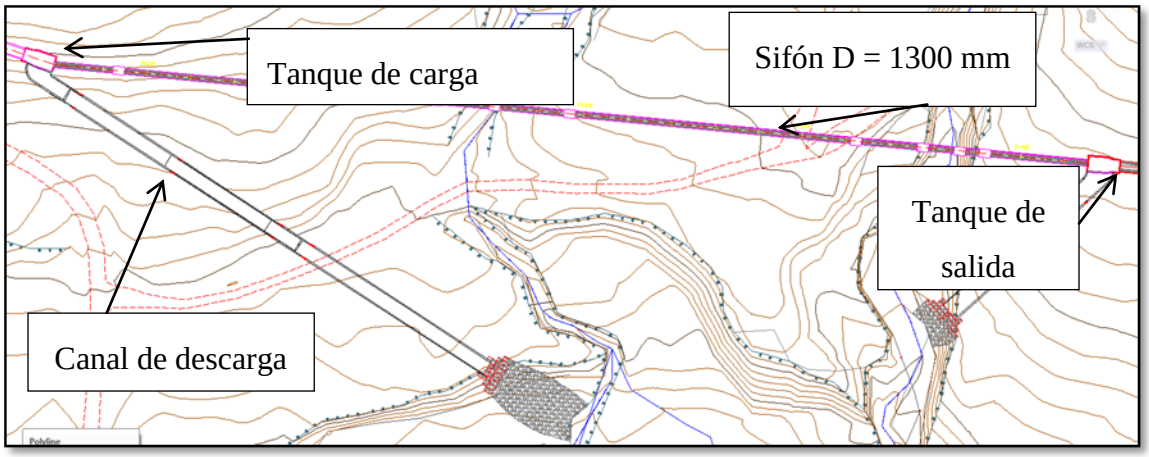
*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Tabla 2.20. Parámetros hidráulicos y características del canal de descarga del tanque final.*

| Resultados-Descarga tanque final | | |
|---|---|---|
| **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
| Tirante normal | 0.915 | m |
| Área hidráulica | 3.66 | $m^2$ |
| Espejo de aguas | 4 | m |
| Número de Froude | 0.73 | |
| Tipo de flujo | Subcrítico | |
| Perímetro | 5.83 | m |
| Radio hidráulico | 0.628 | m |
| Velocidad | 2.18 | m/s |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.17. Esquema general del sifón Sardinas.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*2.2.1.2.3 Tubería de flujo a gravedad*

El tramo de tubería con flujo a gravedad se la ubica inmediatamente después de la salida del sifón. La tubería de PVC se escogió como una opción favorable ya que por las condiciones de estabilidad de los taludes, esta iría enterrada ubicada dentro de una zanja y así evitar problemas de taponamientos o excesivos gastos en mantenimiento que incurriría un canal abierto. La tubería utilizada será una tubería corrugada de alcantarillado.

Igualmente hidráulicamente hablando, la tubería con flujo parcialmente lleno es una sección que ofrece las mejores características puesto que se asemeja a una sección de canal semicircular en donde se transporta el caudal máximo con una superficie mojada mínima.

El área mojada se calcula en función de la velocidad permisible de flujo y esta generalmente oscila entre los 0,7 m/s y los 2 m/s para evitar sedimentación y erosión excesiva.

Como es el caso de este proyecto, los parámetros hidráulicos de la conducción flujo a gravedad por medio de la tubería PVC tienen que asegurare una velocidad no muy elevada pero que permita ella no decantación de partículas.

La conducción de la tubería PVC se desarrolla entre las abscisas +422.77 a la +2+152.00 m cubriendo una longitud total de 1730.33 m hasta llegar al tanque de carga del proyecto. En el recorrido de la conducción se atraviesan quebradas las cuales se especifican en las figuras correspondientes. En las quebradas 7, 8, 9, 10 y 11 se hace uso de acueductos para el cruce con tuberías de acero.

El trazado de la tubería más conveniente de acuerdo con las condiciones del terreno se la realizó siguiendo las curvas de nivel asegurando una pendiente del 0.1 % a lo

largo de la conducción y una velocidad de flujo que no varíe en gran magnitud con la especificada.

Los parámetros hidráulicos del flujo a través de la tubería se presentan en la siguiente Tabla 2.21:

*Tabla 2.21. Parámetros hidráulicos y características de la tubería a gravedad.*

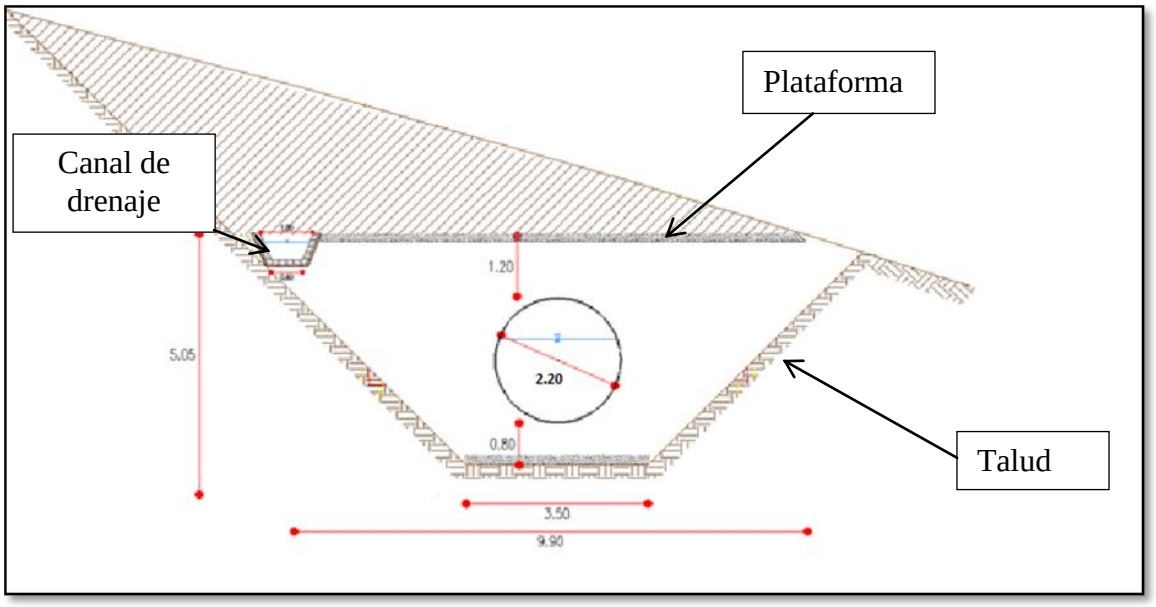
| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Caudal de diseño | 8 | $m^3/s$ |
| Pendiente | 0.1 | % |
| Calado | 1.6 | m |
| Diámetro | 2.2 | m |
| Coeficiente de Manning | 0.01 | |
| Porcentaje de llenado | 66.8 | % |
| Velocidad de flujo | 2.49 | m/s |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Entre los criterios de diseño utilizados por la consultora ASTEC para la conformación de la conducción con tubería de PVC de flujo a gravedad se consideró que ésta debe tener un porcentaje de llenado aproximado del 80% para aprovechar la sección. La tubería de diámetro comercial que más se acercaba a ese porcentaje de llenado resultó ser la de 2200 mm.

La tubería es enterrada 1,20 metros por debajo de la superficie y es ubicada dentro de zanjas trapezoidales que se abren conjuntamente con la plataforma de ingreso y maniobra para la ubicación de la tubería. La tubería es apoyada sobre un colchón de material impactado de 0.80 metros. La plataforma es de aproximadamente 10 metros de longitud y a un costado de esta se encuentra un canal de drenaje igualmente trapezoidal de dimensiones 1.00 x 0.60 m. Los taludes son de pendiente 1 H : 1 V por criterios del de la compañía ASTEC en lo que se refiere a auto sostenimiento del suelo en todo el trayecto de la conducción.

*Figura 2.18. Conformacion de zanja para la tubería de conducción.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

La tubería llega hasta el tanque de carga del proyecto en las coordenadas:

*Tabla 2.22. Coordenadas de ingreso del tanque de carga Sardinas*

| **INGRESO AL TANQUE DE PRESIÓN** | | |
|---|---|---|
| ESTE | NORTE | ALTURA |
| 185008.61 | 9958033.67 | 1678.75 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

### *2.2.1.2.4 Acueductos*

Los acueductos son obras especiales que se las deben prever cuando se proyecta un canal o conducción a flujo a gravedad con el objetivo de cruzar depresiones y seguridad de las personas que viven en la cercanía de la conducción.

Estas obras se las considera como puentes que pueden ser de hormigón armado o de cualquier otro material, las cuales permiten que el flujo siga su curso con las mismas condiciones de gradiente y velocidad sobre una depresión o quebrada que se

atraviese en el trazado. Normalmente cuando la luz de las quebradas es de 10 a 15 metros se usan a los acueductos como vigas rectas sobre pilas.

En el caso del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas se ubicaron cuatro acueductos de acero con sus respectivos tanques de entrada y de salida. A continuación se muestran las quebradas que cruzan los respectivos acueductos y las longitudes.

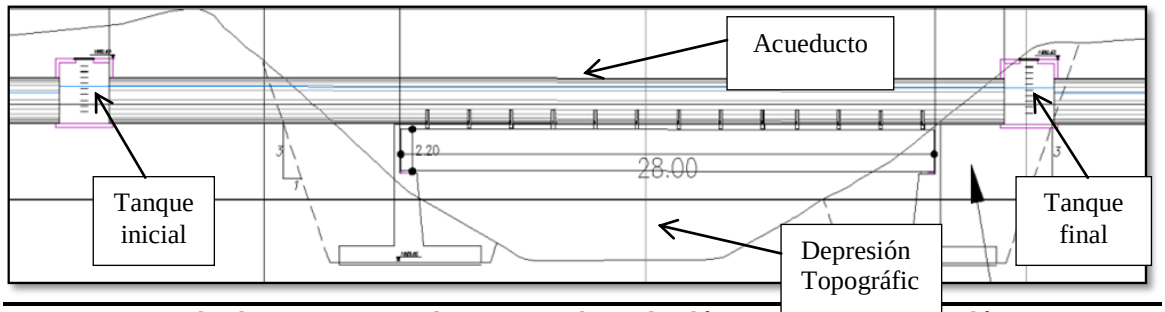
*Tabla 2.23. Ubicación de quebradas y sus respectivos acueductos.*

| Descripción | Coordenadas | | | | Abscisa inicio | Abscisa final | Longitud | Cruce |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Tanque Inicio | | Tanque Final | | | | | |
| Acueducto 1 | 1845143 | 9957958.2 | 184554.91 | 995797109 | 1+596.79 | 1+638.79 | 43.81 | Quebrada 8 |
| Acueducto 2 | 184638,51 | 9957953.25 | 184683.64 | 9957972.46 | 1+732.41 | 1+778.91 | 45.1 | Quebrada 9 |
| Acueducto 3 | 184793,2 | 9957969.45 | 184846.63 | 9957942.1 | 1+891.84 | 1+938.84 | 47.00 | Quebrada 10 |
| Acueducto 4 | 184927,52 | 9957987.63 | 184955.92 | 9957994.24 | 2+058.15 | 2+084.75 | 26.6 | Quebrada 11 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

En la presente disertación no se ubicarán este tipo de estructuras secundarias a lo largo de la conducción por lo que se utilizará una conducción de flujo a presión. Sin embargo el criterio base para el diseño hidráulico de acueductos es separar las estructuras mediante pequeños tanques iniciales y finales al momento de realizar el cruce por la quebrada o depresión y de la misma manera con el objetivo de optimizar la tubería de acero del acueducto es garantizar un porcentaje de llenado del 80 % y así mantener un flujo subcrítico pero aprovechando la sección de la tubería. La tubería es sostenida por medio de pilas  para fijarlas y evitar su destrucción o caída.

*Figura 2.19. Esquema general de acueductos.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

### *2.2.1.2.5 Optimización de la tubería de presión*

En la generalidad de Proyectos Hidroeléctricos el agua se lleva desde el tanque de carga hasta la casa de máquinas por medio de una tubería de acero, aunque el material depende de las presiones y sobrepresiones por golpe de ariete que se tengan dentro de la tubería.

Cuando se requiere encontrar un diámetro de la tubería de presión a ser utilizada, debe ser determinado mediante un análisis económico en donde intervienen los costos de inversión inicial y los valores de pérdidas por potencia y energía eléctrica no generadas a causa de las pérdidas menores y por fricción a lo largo de la tubería.

Existen dos criterios para la determinación del diámetro óptimo en una tubería de presión y estos son básicamente:

- Criterio de actualización del capital
- Criterio de anualidades

Estos criterios son explicados más detalladamente en el capítulo III de la presente disertación.

La optimización de la tubería para la alternativa tradicional del proyecto Hidroeléctrico Sardinas se basó mediante la utilización del método de anualidades en

donde los costos para la realización de las curvas de capital, pérdidas y optimización se los representa mediante costos anuales totales. En el análisis realizado por la compañía no se incluyeron valores por Costos Indirectos.

El criterio que se debe priorizar en el cálculo de la tubería de presión es que hay que escoger el diámetro que me demande menos costos (inversión y perdidas por no generación) y que lógicamente satisfaga con los requerimientos para los cuales la central es concebida. Uno de los parámetros fundamentales para el cálculo es la altura bruta y las pérdidas a lo largo de la tubería.

Los parámetros iniciales para el cálculo de la tubería de presión que se utilizaron son los siguientes:

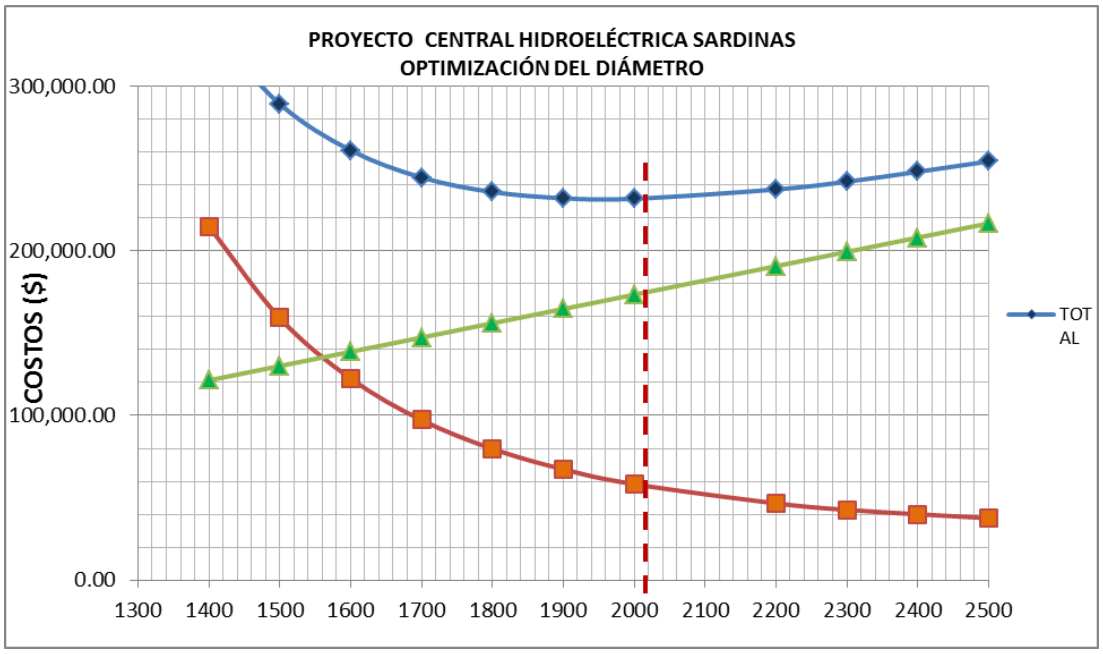
*Tabla 2.24. Datos iniciales para la optmización de la tubería de presión.*

| PARÁMETROS | SIMBOLO | UNIDAD | VALOR |
|---|---|---|---|
| Caudal de diseño | Q | $m^3/s$ | 8.00 |
| Caída bruta | H | m | 101.22 |
| Longitud de tubería | L | m | 523.01 |
| Eficiencia | e | % | 80 |
| Viscosidad cinemática t=15º | μ | $m^2/s$ | 1.20E-06 |
| Valor de la rugosidad | Є | mm | 3.00E-02 |
| Años para préstamo | n | años | 10 |
| Tasa de interés | r | % | 12 |
| Factor de planta asumido | FP | | 0.75 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

El análisis se realizó para los diámetros desde los 1400 mm hasta los 2500 mm y de todos ellos obtener el costo total de inversión y pérdidas y de esta manera obtener una curva de optimización.

*Figura 2.20. Curva de optmización Proyecto Sardinas*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

La curva de optimización en el grafico nos muestra que el punto más bajo de la curva se ubica en el diámetro de 2000 mm lo que quiere decir que es el diámetro que me representa la menor pérdida acumulada anual.

Ahora bien, con este diámetro la central generará una potencia de P= 6550 Kw, asumiendo un factor de planta de 0,75. Los resultados obtenidos por generación de la alternativa tradicional se muestran a continuación en el siguiente cuadro:

*Tabla 2.25. Energía generada y ganancias percibidas.*

| PARÁMETROS | SIMBOLO | UNIDAD | VALOR |
|---|---|---|---|
| Horas de trabajo | HT | H | 8760 |
| Tarifa venta energía | C | $/Kwh | 0.0781 |
| Potencia generada | P | Kw | 6760 |
| Energía generada | E | Gw | 42.42 |
| Ganancia por venta energética | $ | $/año | 3,159,024.97 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

En la alternativa propuesta en la presente disertación se propone realizar el cálculo del diámetro óptimo mediante el método de la actualización del capital, la cual se mostrara más adelante en el capítulo III “Diseño de los componentes de la alternativa propuesta”

#### 2.2.1.3 *Obras de protección*

Bajo muchas circunstancias las descargas provenientes de canales, estructuras de interrupción de flujo de un rio o desagües pueden causar problemas de erosión. La diferencia de energías que se crea desde aguas arriba hacia aguas abajo puede poner en riesgo las estructuras y una alta erosión en el lecho donde se está restituyendo el caudal. Para ello la energía de descarga puede ser disipada antes de ser enviada nuevamente aguas abajo del rio. Según (Krochin, 1986) el tipo de estructura a ser escogida para que proteja al cauce de una posible erosión está en función de factores como son:

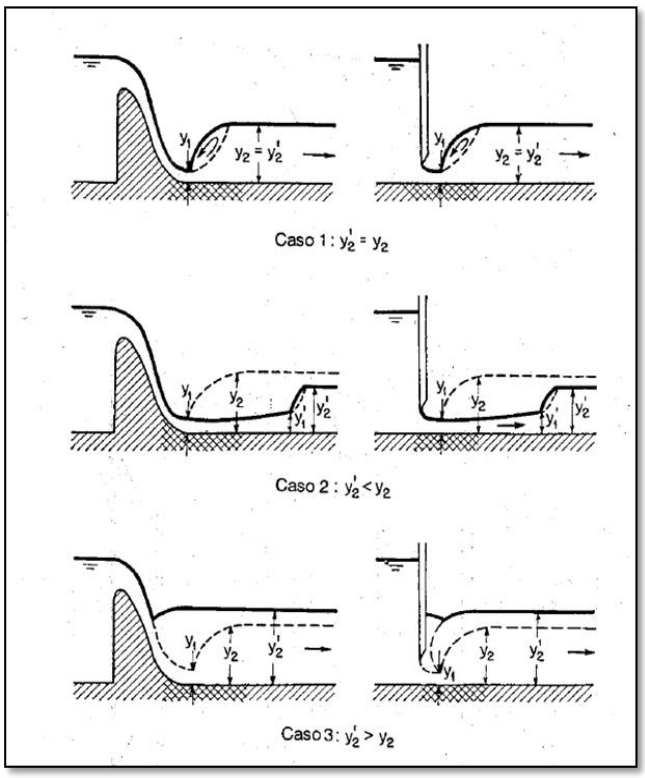
- El caudal del Rio
- Diferencia de nivel creada por la estructura
- Condiciones hidráulicas del río
- Tipo de material del cauce
- Materiales de construcción disponibles

En un flujo supercrítico llevado ya al punto de vista práctico, el medio útil para disipar el exceso de energía más conveniente es el resalto hidráulico. El mérito de este fenómeno está en prevenir la erosión de aguas abajo debido a que reduce rápidamente la velocidad de flujo sobre un piso protegido (zampeado) hasta a un

punto donde el flujo pierde su capacidad de socavar el lecho del cauce natural aguas abajo.

La disipación de energía o mejor dicho el resalto hidráulico se lo confina parcial o totalmente en un tramo del canal que se conoce como cuenco de disipación o cuenco de aquietamiento cuyo fondo lógicamente se recubre para proteger de la socavación. El cuenco disipador rara vez se diseña para confinar toda la longitud del resalto porque una obra de tal magnitud resultaría muy costosa para ello se instalan accesorios para controlar el resalto dentro del cuenco. El control tiene como propósito acortar el rango dentro del cual el resalto ocurrirá y por consiguiente disminuir el costo del cuenco. El diseño de un cuenco disipador con un resalto hidráulico debe considerar los aspectos prácticos:

*Figura 2.21. Casos de resaltos hidráulicos.*




*Fuente: Efecto de la profundidad de salida en la formación de un resalto hidráulico aguas debajo de un vertedero o por debajo de una compuerta deslizante- Ven Te Chow- pag. 396*

$Y'_2$ = Calado aguas abajo

$Y_2$ = Calado conjugado del resalto

Caso 1: El este caso la profundidad aguas abajo Y`2 es igual a la profundidad conjugada del resalto Y2. Los valores satisfacen la ecuación del resalto hidráulico y este se desarrollará sobre un piso solido inmediatamente por delante de la profundidad inicial Y1. Sin embargo una diferencia entre los valores de cualquiera de estos calados puede provocar que el resalto se rechace aguas abajo por lo que es necesario ubicar un dispositivo para controlar la posición del resalto.

Caso 2: En este caso el calado aguas abajo Y`2 es menor que el calado conjugado del resalto Y2 lo que significa que el resalto se desplazará aguas abajo hasta un punto donde satisfaga la ecuación del resalto hidráulico. Esto es lo que debe evitarse en un diseño hidráulico puesto que el resalto puede llegar a darse en una zona sin protección lo que causaría una socavación de gran magnitud. Para ello, se utiliza cierto control en el fondo del canal el cual incrementará la profundidad de agua a la salida y asegura un resalto dentro de la zona del cuenco.

Caso 3: En este caso el calado aguas abajo Y`2 es mayor que el calado conjugado del resalto Y2 lo que significa que el resalto se verá forzado a desarrollarse aguas arriba y finalmente ahogarse en la fuente. A este tipo de resalto se lo llama resalto sumergido. Este es el caso más seguro de diseño debido a que la posición del resalto sumergido puede fijarse con rapidez aunque la disipación de la energía es poca.

En el caso del Proyecto Sardinas en su alternativa tradicional se propuso en un principio como estructura disipadora aguas abajo del azud a un cuenco disipador, aunque después de analizar las condiciones físicas del Río Sardinas y en especial su

alta pendiente se decidió que no se justificaría el gasto de realizar un cuenco disipador al pie del azud puesto que el flujo tomaría su estado supercrítico aguas abajo normalmente. Por ello lo que se busca exclusivamente proteger el cauce que estará sometido a altas velocidades de flujo que podrían estar afectadas por un efecto de socavación alto por medio de un zampeado y enrocado.

Entre las obras de protección se encuentran igualmente los desarenadores que previenen el paso de las partículas flotantes en el agua provenientes de la captación. Se las llama de protección puesto que al decantar partículas estas protegen que las turbinas de generación en la casa de máquinas sufran daños significativos o simplemente el acortamiento de su vida útil. Lo que se busca con esta estructura no es disipar la energía hidráulica sino evitar el paso a la conducción de objetos ajenos a esta, en este caso las partículas de menor tamaño.

Las escaleras de peces son estructuras que se las consideran igualmente de protección pues aportan con la mantención de la vida acuática del rio. Se la considera una obra netamente ecológica pues ayudan a los peces a migrar aguas arriba del río y viceversa. Es un canal que comunica el nivel del embalse aguas arriba del azud con el nivel del rio aguas abajo del mismo.

*2.2.1.3.1 Zampeado*

El zampeado es una estructura que recubre la superficie inclinadas y horizontales aguas abajo del azud que usualmente se las construye de hormigón hidráulico y que evita o protege contra la erosión generada por el flujo de agua, aguas abajo de la estructura de embalse.

Generalmente el agua cae con una gran energía desde el azud y esto provocaría gran socavación. La energía es disipada y el agua alcanza velocidades bajas con lo cual se logra que no existan erosiones.

Al no existir un cuenco disipador que forme parte del zampeado, este ubicará directamente sobre la superficie del lecho del rio Sardinas. En el caso del Proyecto Sardinas en su alternativa tradicional, el criterio de disipación de energía no es en función de formar un resalto hidráulico sino basándose en el criterio de longitud de una curva de remanso S3.

Según las características del Rio Sardinas este posee un flujo supercrítico a lo largo de todo el cauce. Según un modelaje del Rio Sardinas mediante el paquete computacional HCANALES proporcionado por la compañía ASTEC se puede ver lo siguiente:

*Tabla 2.26. Parámetros hidráulicos y caracteristicas del Río Sardinas en el sitio de captación.*

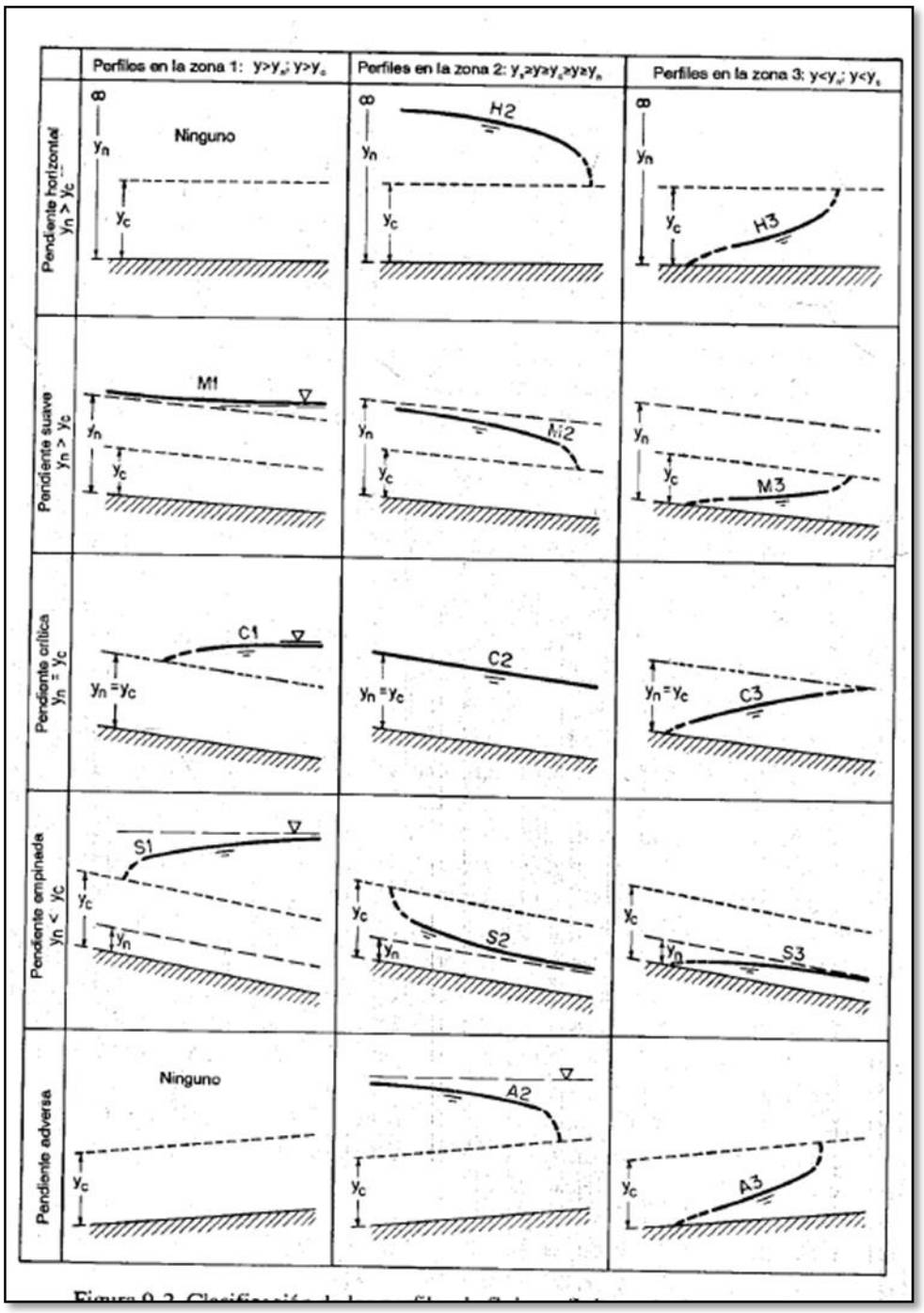
| **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|
| Caudal | 243.76 | $m^3/s$ |
| Ancho de solera | 40 | m |
| Rugosidad | 0.053 | |
| Pendiente | 0.045 | % |
| Tirante normal | 1.32 | m |
| Tirante crítico | 1.56 | m |
| Tipo de flujo | Supercrítico | |
| Velocidad | 4.62 | m/s |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Eso muestra que al momento de que le flujo desde aguas arriba del azud descienda hasta el zampeado este tendrá un calado contraído menor al calado normal del Río por lo que el perfil de flujo será uno para pendiente empinada S dentro de la zona 3.

Según V.T. Chow se pueden observar los siguientes perfiles en donde está incluido el perfil S3:

*Figura 2.22. Clasificación de los perfiles de flujo en flujo gradualmente variado (Curvas de remanso)*




*Fuente: V.T. Chow Clasificación de perfiles de flujo en flujo gradualmente variado-pag. 221*

La longitud del zampeado más la longitud del enrocado será igual a la longitud del perfil S3 desde un calado contraído aguas abajo del azud hasta el calado normal del Río Sardinas.

*Tabla 2.27. Longitudes de zampeado y enrocado aguas abajo del azud.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Longitud del zampeado | 15.7 | m |
| Longitud del enrocado | 30.51 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*2.2.1.3.2 Enrocado*

El enrocado es una estructura que se ubica después del zampeado y generalmente se la construye con piedra bola. Su función radica en proteger el cauce del rio de la erosión hasta que el flujo adquiera una velocidad a la cual el río sea capaz de soportar.

El método utilizado por la compañía ASTEC para el diseño del enrocado es en función de la velocidad de flujo posterior al zampeado y así encontrar el diámetro de roca necesaria para soportar esa velocidad y su respectivo peso.

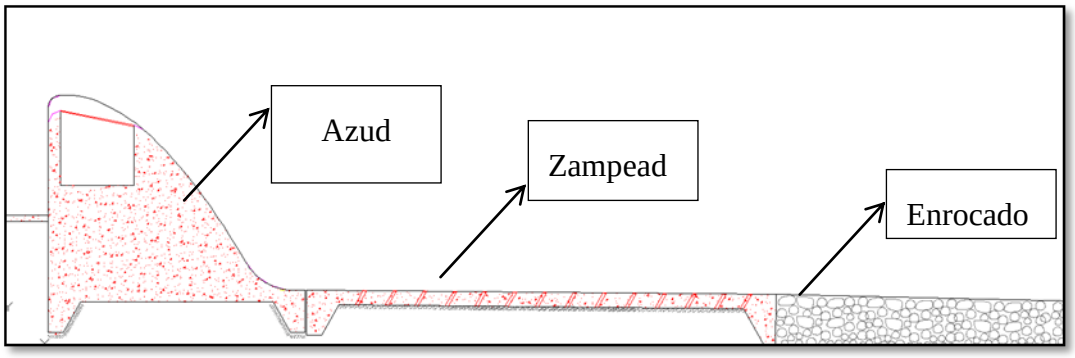
Los datos y resultados obtenidos para el diseño del enrocado son los siguientes:

*Tabla 2.28. Caracteristicas del enrocado.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Velocidad aguas abajo del zampeado | 4.63 | m/s |
| Diámetro del enrocado | 0.86 | m |
| Altura del enrocado | 1.73 | m |
| Longitud del enrocado | 31.50 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.23. Esquema general de la ubicación del zampeado y enrocado de protección.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*2.2.1.3.3 Desarenador*

Es una obra hidráulica que sirve para sedimentar las partículas de material suspendido en el agua. Las partículas se mantienen en suspensión por la velocidad de entrada por la rejilla de fondo. El propósito de un desarenador es el de eliminar las partículas suspendidas decantándolas por acción de la disminución de la velocidad de la partícula dentro de la estructura. Se la considera estructura de protección ya que al no dejar pasar material flotante a la conducción este no es llevado hasta el sitio de generación (casa de máquinas) y no produce daños a las turbinas, lo que genera mayor vida útil para estas.

La diminución de la velocidad de flujo dentro del desarenador se lo hace cuando el área de circulación del caudal aumenta, por esta razón la estructura de desarenación debe tener un ancho y largo que cumpla con la reducción de la velocidad de la partícula y su posterior deposito en el fondo del desarenador.

Un desarenador se diseña en función de la velocidad horizontal y vertical de decantación de una partícula.

El proceso de limpieza de la cámara se la realiza por medio de canaletas ubicadas a lo largo de la parte inferior del desarenador que conducen a una compuerta seguida

de una canal que desemboca a las obras de disipación al pie del azud. Se debe asegurar el arrastre de las partículas que se depositaron en el fondo del desarenador es por eso que el canal de limpieza debe mantener una pendiente de al menos 2 % para que las partículas no se vuelvan a depositar sobre el fondo del canal.

La cámara desarenadora del Proyecto Sardinas en su alternativa tradicional tiene las siguientes características:

La estructura de desarenación posee dos cámaras de lavado intermitente con las siguientes características:

*Tabla 2.29. Características del desarenador Sardinas*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Velocidad horizontal de la partícula | 0.25 | m/s |
| Relación ancho/profundidad del desarenador | 1.5 | |
| Diámetro máximo de partícula | 0.2 | mm |
| Velocidad vertical de la partícula | 0.023 | m/s |
| Longitud de la cámara | 61 | m |
| Ancho de la cámara desarenadora | 11.7 | m |
| Número de cámaras | 2 | |
| Calado en la cámara desarenadora | 3.65 | m |
| Tiempo de vaciado | 4.3 | min |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Para reducir las pérdidas de carga originadas por el paso del agua de una sección de poco calado y ancha a una obra de mayor calado y más estrecha se recomienda ubicar una estructura que cambie progresivamente su sección llamada transición.

En la estructura del desarenador se construyen dos transiciones una a la entrada de las cámaras desarenadoras y otra a la salida con el objetivo de cambiar el ancho de flujo del agua desde y hacia el desarenador.

Las transiciones permiten modificar las condiciones de velocidad de flujo para alcanzar la velocidad requerida a la entrada al desarenador al igual que aumentar la misma posterior al vertedero sumergido a la salida de la estructura.

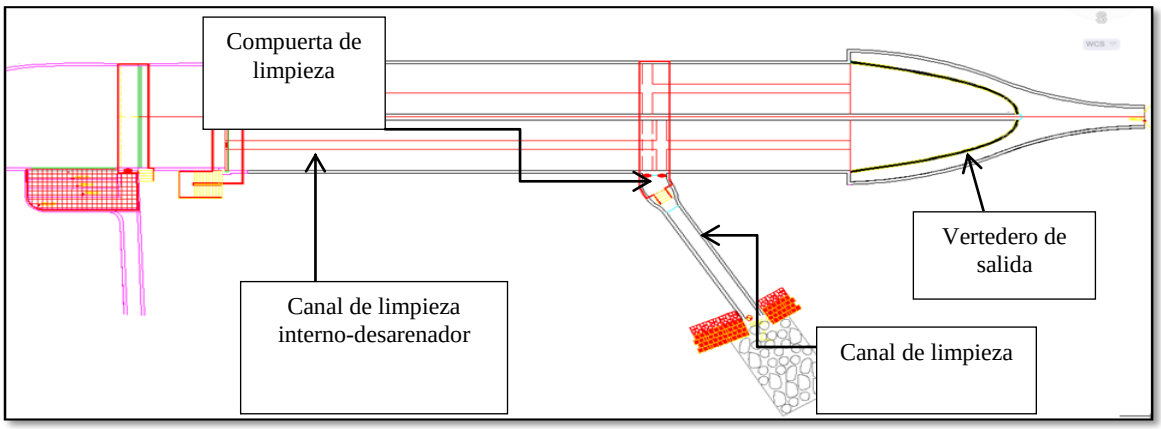
En el caso de la alternativa tradicional del Proyecto Sardinas solo se posee una transición de salida que conecta al canal de conducción inicial. Las características de la transición son las siguientes:

*Tabla 2.30. Características de la transicion de salida del desarenador.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Ángulo de divergencia | 12 | º |
| Longitud de la transición | 27.6 | m |
| Longitud desarrollada del vertedero parabólico | 35.3 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.24. Esquema general del desarenador de doble cámara.*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

El orificio de limpieza del desarenador conecta a un canal que se dirige hacia las obras de protección al pie del azud. Las características del canal se muestran a continuación:

*Tabla 2.31. Caracteristicas del canal de limpieza del desarenador*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Longitud del canal | 19.10 | m |
| Pendiente | 3 | % |
| Ancho de la base del canal | 1.40 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*2.2.1.3.4 Escalera de peces*

La escalera de peces es una estructura que comunica el nivel del embalse aguas arriba del azud con el nivel del rio aguas abajo. Esta se la construye para permitir el paso de los peces que migran hacia o desde aguas arriba a lo largo del rio, dando un trato netamente ecológico y de protección al medio ambiente.

Por tratase de una obra que conecta el nivel de aguas arriba del embalse y aguas abajo, esta genera diferencia de energías para lo cual se requiere que esta sea disipada de la manera más óptima no dejando que el paso de los peces sea dificultoso o imposible. La escalera de peces se diseña hidráulicamente como cubetas de disipación, generando en cada una de ellas un colchón de aguas que permita la vida acuática y la disipación de la energía.

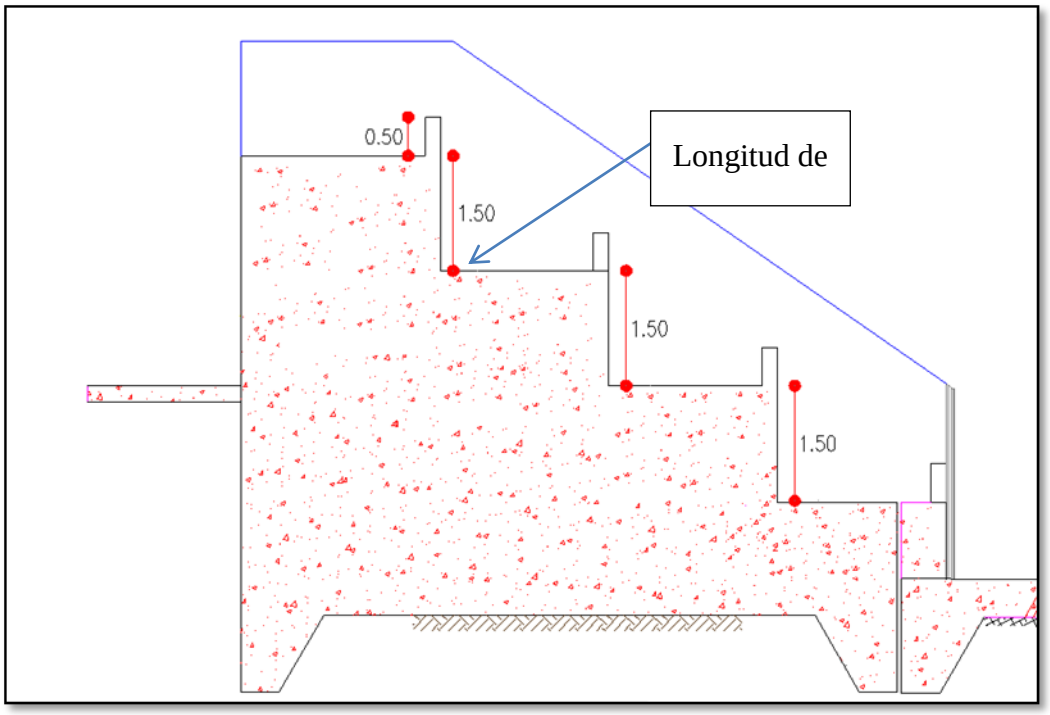
Las características de la escalera de peces diseñadas por ASTEC son las siguientes:

*Tabla 2.32. Características de la escalera de peces Sardinas.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Ancho canal | 1.0 | m |
| Pendiente de fondo del Canal | 0.1 | % |
| Desnivel entre fondos cubetas | 1.5 | m |
| Altura cubeta - aguas arriba | 0.5 | m |
| Longitud adoptada para cubeta | 2.0 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Figura 2.25. Esquema general de la escalera de peces*




*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*2.2.1.3.5 Tanque de carga*

Los tanques de carga o también llamadas cámaras de carga con estructuras que unen un sistema de baja presión con uno de alta presión o simplemente que se construyen entre el final del canal o túnel de conducción y la iniciación de la tubería de presión.

El tanque de carga debe asegurar un volumen de agua de reserva que satisfaga las necesidades de las turbinas durante los aumentos bruscos de demanda al igual impide la entrada en la tubería dirigida hacia la casa de máquinas de materiales sólidos de arrastre y flotantes.

A esta estructura se la puede considerar como una estructura de protección que forma parte fundamental para la conducción del agua de generación hidroeléctrica. Por esta razón estos tanques deben ser dimensionados para condiciones críticas de operación como son los cambios en la presión de la tubería, excesos de agua en la conducción las cuales deben ser amortiguadas en la cámara y no cause problemas graves.

Los tanques de carga poseen compuertas que permiten en el caso de necesidad, cerrar la admisión de agua a la tubería. Estas compuertas son generalmente de tipo deslizante por ocupar menor espacio y operadas con motores eléctricos para su cierre rápido y eficaz. En las paredes se instalan compuertas de fondo que permitan vaciarlo o lavarlo de sedimentos que se depositen en el fondo al igual que un vertedero de excesos ubicado justo en la parte superior de la pared con el objetivo de desbordar el agua en caso de que las turbinas consuman un caudal menor al que viene por el canal. El tanque provee de una altura suficiente que prevenga la entrada de aire a la tubería de presión.

El tanque de carga para la alternativa tradicional se ubica al terminar la tubería de PVC con flujo a gravedad en las coordenadas:

*Tabla 2.33. Coordenadas geográficas ingreso al tanque de carga Sardinas.*

| INGRESO AL TANQUE DE PRESIÓN | | |
|---|---|---|
| ESTE | NORTE | ALTURA |
| 185008.61 | 9958033.67 | 1678.75 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Este tanque posee una transición de entrada sin cambios bruscos para disminuir las perdidas y asegurar una entrada sin turbulencias a la cámara de carga. Las pérdidas que se producen en una transición se deben a la fricción y al cambio de velocidad aunque por fricción pueden ser despreciables.

El volumen del tanque depende del flujo en la tubería de aproximación a este, es por esta razón que se expondrán las características hidráulicas del flujo a través de la tubería de PVC:

*Tabla 2.34. Parámetros hidráulicos y características de la conduccion de flujo a gravedad.*

| **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|
| Área hidráulica | 3.21 | $m^2$ |
| Velocidad de flujo en la tubería de aproximación | 2.49 | m/s |
| Pendiente de la conducción | 0.1 | % |
| Diámetro de la tubería | 2.4 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

EL siguiente cuadro indica las características del tanque de carga para la alternativa tradicional del Proyecto Sardinas:

*Tabla 2.35. Características del tanque de carga Sardinas.*

| Descripción | | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Alturas de sumergencia | Krochin | 1.00 | m |
| | Knauss | 3.3 | m |
| | Polikowski | 1.14 | m |
| Volumen necesario | | 1407.938 | m³ |
| Altura tanque | | 10 | m |
| Largo | | 7.00 | m |
| Ancho | | 10.00 | m |
| Ángulo de la transición | | 12.00 | º |
| Longitud de la transición | | 23.00 | m |
| Rejilla de entrada | Ángulo de inclinación de la rejilla | 65 | º |
| | Coeficiente en función de la forma del barrote | 2.42 | |
| | Velocidad del flujo a través de la rejilla | 2.49 | m/s |
| | Longitud de la rejilla | 10.00 | m |
| | Pérdidas en la rejilla | 0.06 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Al ser esta estructura considerada de protección, también necesita estructuras complementarias que aporten a evacuar los caudales de lavado de la cámara y los excesos de agua que se desbordan sobre el vertedero. Es por esto que se requiere de un canal de lavado que lógicamente debe tener una gradiente y un ancho necesario para que el flujo.

El canal de descarga se diseña para un caudal igual al de diseño de la conducción. Las características del canal se presentan a continuación:

*Tabla 2.36. Características canal de descarga tanque de presión Sardinas.*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Tirante normal | 1.41 | m |
| Base del canal | 2.5 | m |
| Velocidad de flujo | 2.267 | m/s |
| Longitud del canal | 96.18 | m |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

El tanque de carga se conecta a la tubería de presión de diámetro 2.0 metros que se dirige a la casa de máquinas del proyecto.

#### 2.2.1.4 *Casa de máquinas*

##### *2.2.1.4.1 Introducción*

La casa de máquinas es una estructura que forma parte de una central hidroeléctrica en donde se encuentran la mayor parte de los equipamientos electromecánicos con los cuales se transforma la energía cinética del agua en energía mecánica y posteriormente con ayuda de generadores a energía eléctrica. Los aspectos que usualmente se toman en cuenta para la ubicación de la casa de máquinas son los siguientes:

- La estructura debe estar cerca del afluente en donde se realizará la labor de descarga del agua turbinada. Esta tiene que estar situada donde no alcance los niveles de inundación del río.
- La casa de máquinas tiene que estar ubicada en un terreno estable, capaz de soportar el peso de toda la estructura y su equipamiento electromecánico a más de las vibraciones que se generan por la acción dinámica de los equipos de generación. El terreno debe aportar con un espacio físico suficiente para ayudar a las labores de ingreso y ampliación si se es requerido.
- La arquitectura de la estructura debe armonizar con el entorno donde está ubicado.

La casa de máquinas cuenta con varios componentes pero el más importante es el grupo turbina-generador en donde se realiza la transformación de energías. La casa

se puede normalizar en función de la posición del eje de este grupo el cual puede ser horizontal o vertical.

En proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas usualmente se utiliza el grupo de eje horizontal que ofrece mejores facilidades de montaje y mantenimiento. Los grupos de eje vertical se ajustan a mayores potencias y generalmente necesitan sostenimiento extra por medio de cojinetes.

**a) Turbinas de Reacción**

Las turbinas de reacción son aquellas en donde el fluido cambia de presión a medida que se desplaza a través de la turbina, entregando su energía. Por esta razón se dispone de un tubo de aspiración al final con lo que permite crear una succión a la salida de la turbina. El agua entra a presión y en los conductos móviles del rodete cambia de dirección y aceleración. Las turbinas de reacción pueden clasificarse en función de la dirección del caudal en axiales, radiales y mixtas.

Una de las turbinas de reacción más conocidas es la Francis cuya eficiencia es cercana al 80% o 90%. En ella el agua es dirigida tangencialmente a través del rodete provocando su giro. Son turbinas hidráulicas que se pueden diseñar para un amplio rango de saltos y caudales, siendo capaces de cubrir rangos que van desde los 40 – 60 metros hasta los 500 a 700 metros de caída.

A más de las turbinas Francis, existen otros tipos de turbinas de reacción como son las Kaplan, Heuschen-Jonval y Fourneyron.

**b) Turbinas de Acción**

Este tipo de turbinas se caracteriza por trabajar a presión constante, esto quiere decir que el chorro proveniente de la tubería de presión actúa permanentemente sobre los alabes de la turbina tangencialmente al rodete. Este tipo de turbinas no dispone de tubos de aspiración puesto que las presiones a la entrada y a la salida del rodete son iguales a la atmosférica. Un ejemplo de turbina de acción y una de las más conocidas es la Pelton, en donde el flujo es tangencial. Esta constituido de un inyector o varios inyectores provistos de agujas de regulación que permiten variar la sección del flujo. Cuando se requiere parar el funcionamiento de la turbina, se disponen de deflectores cuya labor es el desviar el chorro hasta el punto que este ya no choque contra las cucharas de la turbina.

*2.2.1.4.2 Turbina en Proyecto Hidroeléctrico Sardinas-Alternativa convencional*

De acuerdo con las consideraciones recogidas de cálculos para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas en la alternativa Tradicional se propone utilizar 2 turbinas Francis de eje horizontal.

*Tabla 2.37. Características de las turbinas Francis.*

| Característica | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Tipo de turbina | Eje Horizontal | |
| Salto neto nominal | 99.91 | m |
| Caudal nominal | 4 | $m^3/s$ |
| Velocidad de rotación | 720 | rpm |
| Diámetro del rodete | 750 | mm |
| Potencia nominal | 3410 | kW |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*2.2.1.4.3 Funcionamiento Turbina Francis*

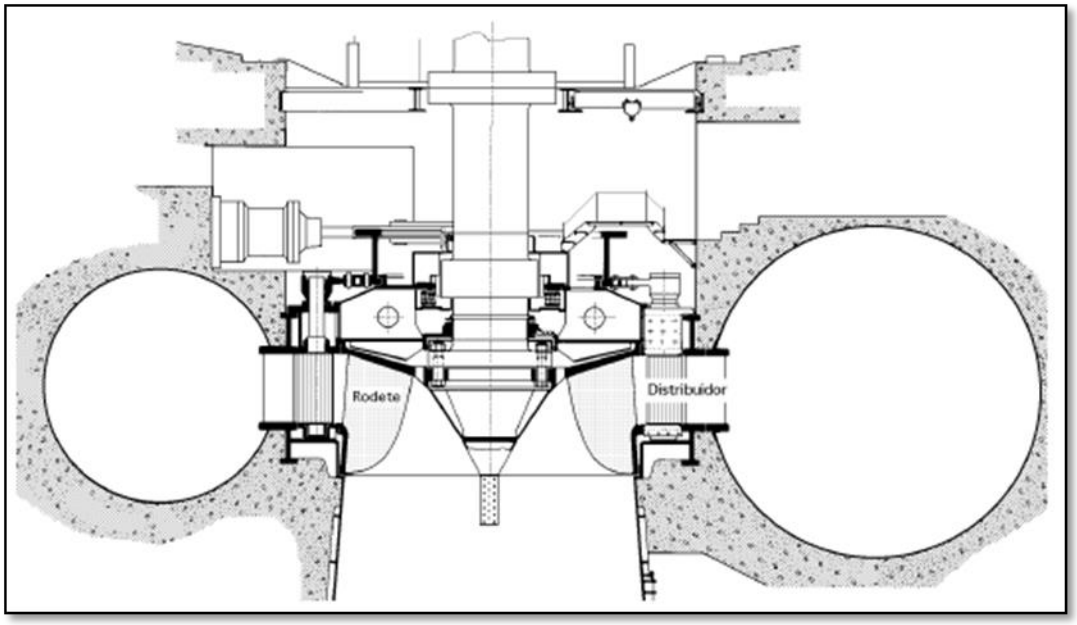
Las turbinas Francis son turbinas que se utilizan más comúnmente a diferencia de las turbinas como las Pelton y las Kaplan. Las turbinas Francis aportan con las características dadas por las dos turbinas anteriormente y por esta razón son mayormente utilizadas en cualquier proyecto hidroeléctrico. La potencia generada por estas turbinas puede ser calculada por medio del caudal y la carga neta de aguas arriba y puede llegar a ser más de 700 MW en algunos casos.

Una de las ventajas que le hace a la turbina Francis más utilizadas es que también pueden ser utilizadas como bombas de agua.

En su funcionamiento dentro de una Central Hidroeléctrica, el agua es dirigida hasta la turbina por medio de la tubería de presión. Esta pasa a través de una tubería caracol distribuyendo el agua igualitariamente a través del rodete y su distribuidor.

El distribuidor consta de paletas móviles directrices situadas en forma circular las cuales se mueven sobre un pivote que regula la apertura de las paletas dependiendo del caudal que pase por el distribuidor. Cuando las paletas están casi paralelas quiere decir que el caudal máximo está pasando por el distribuidor y estas se cierran si el caudal es menor.

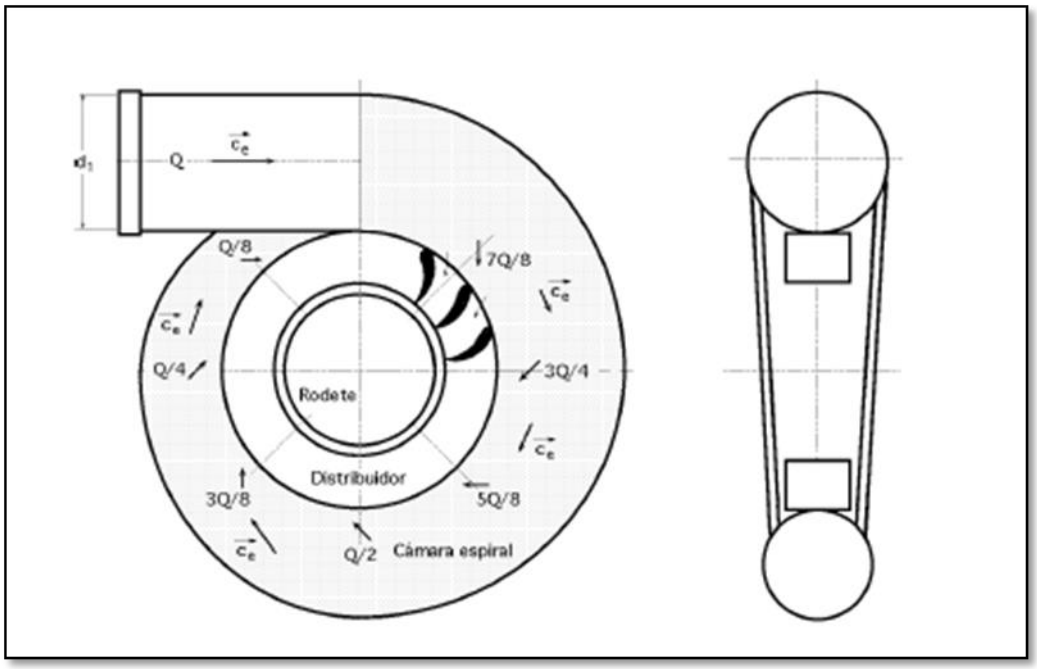
*Figura 2.26. Detalle de rodete y distribuidor de una turbina Francis.*




*Fuente: Departamento de Ingeniería Eléctrica y energética de la Universidad de Cantabria; Turbinas Hidráulicas, Pedro Fernández Diez.*

El agua es enviada a un tubo de aspiración que se lo cataloga como un transformador de energía que recupera la mayor parte de la energía cinética que lleva el agua a la salida y también amplia el salto en una distancia igual a la existente entre la rueda y el nivel del canal de desagüe aguas abajo.

*Figura 2.27. Cámara espiral de una turbina Francis*

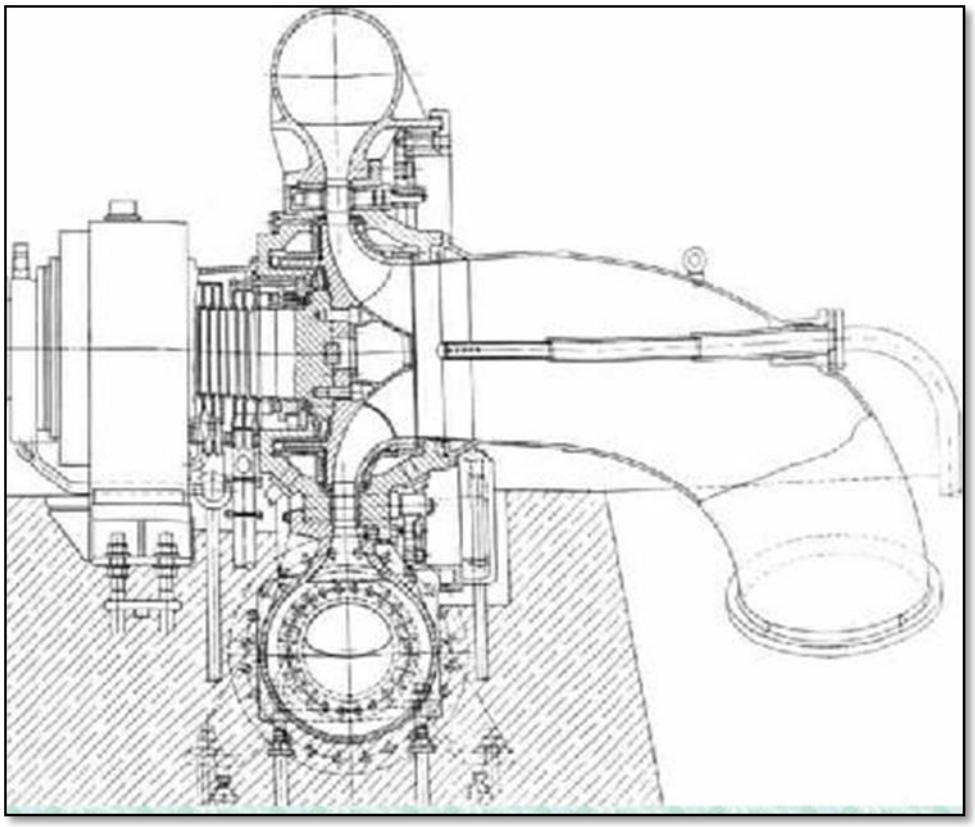



*Fuente: Departamento de Ingeniería Eléctrica y energética de la Universidad de Cantabria; Turbinas Hidráulicas, Pedro Fernández Diez.*

La sección de la espiral es variable para asegurar la distribución de la presión en todos los puntos del rodete y es así como se ve en el grafico anterior.

A continuación se muestra una turbina Francis de eje horizontal en donde el tubo de aspiración sigue siendo perpendicular al rodete y distribuidor.

*Figura 2.28.Turbina Francis de eje horizontal.*



*Fuente: Escuela de Ingeniería de Antioquia-Turbinas Francis Web: http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articuloses/maquinashidraulicas/turbina_francis/turbina_francis.html*

### *2.2.1.4.4 Factor de planta y eficiencia de equipos*

Con respecto a las características para la generación hidroeléctrica, las eficiencias determinadas para los equipos dentro de la casa de máquinas, con base a la experiencia de la Consultora ASTEC para este tipo de Centrales Hidroeléctricas, será del 75 %.

$$\eta_{equipos} = \eta_{turbinas} * \eta_{generadores} * \eta_{transformadores}$$

$$\eta_{equipos} = 0.9 * 0.98 * 0.85 = 0.75$$

El factor de planta utilizado de 0.75 para la central es básicamente en función de la experiencia obtenida para este tipo de proyectos, en base a la potencia media generada y la potencia máxima de la central.

$$FP = \frac{P_{med}}{P_{max}}$$

### 2.2.2 *Análisis económico de la alternativa tradicional*

El análisis económico financiero que se realizó para la Central Hidroeléctrica se basó en un análisis de beneficio vs costo, esto con el objetivo de determinar los beneficios y los costos atribuyentes para cada año y estimar de esta manera los flujos financieros. Los indicadores de rentabilidad del proyecto que se obtuvieron con este análisis son: El Valor Actual Neto (VAN), Tasa Interna de Retorno (TIR), Tiempo de Recuperación de la inversión, y la relación Beneficio-Costo.

La evaluación proporcionada por la Compañía ASTEC, también consta de un análisis de sensibilidad con modificación de las principales variables como son el costo inicial de inversión y los ingresos por venta de energía.

#### 2.2.2.1 *Parámetros Económicos iniciales*

Posterior a un cálculo de optimización de tubería de alta presión y descripción de los componentes de los elementos electromecánicos se pueden describir las características del Proyecto Sardinas a nivel de Factibilidad con sus respectivos tiempos de operación y construcción:

*Tabla 2.38. Parámetros de produccion y operación de la Central Sardinas.*

| Característica | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Potencia | 6.76 | MW |
| Energía Neta Entregada ( Máxima potencia) | 42.42 | Gwh |
| Tasa de descuento adoptada | 12 | % |
| Periodo operativo | 40 | años |
| Intervalo de análisis | Anual | |
| Construcción | 2.0 | años |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

### 2.2.2.2 *Costos*

#### *2.2.2.2.1 Inversión inicial*

Los costos de inversión inicial para cada una de las partes componentes del proyecto se presentan a continuación:

*Tabla 2.39. Costos de inversión.*

| Rubro | Valor (USD) |
|---|---|
| Obras Civiles | $ 9,215,134 |
| Equipamiento Mecánico y Eléctrico | $ 5,556,329 |
| Terrenos y Servidumbres | $ 140,679 |
| Estudios de Impacto Ambiental | $ 186,950 |
| Ingeniería, Gerenciamiento y Fiscalización | $ 1,091,771 |
| Subtotal | $ 16,050,184 |
| IVA | $ 1,926,022 |
| Total | $ 17,976,206 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

#### *2.2.2.2.2 Costos de operación y mantenimiento*

Los costos de operación y mantenimiento anuales se estiman que serán de $ 125.299.18 los cuales ya incluyen mano de obra y repuestos.

*Tabla 2.39. Costos de operación y mantenimiento.*

| RUBROS | VALORES (USD) |
|---|---|
| Operación y mantenimiento | 125.299.18 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

### 2.2.2.3 *Financiamiento*

En el análisis realizado para la Central Hidroeléctrica Sardinas se establece que la deuda ascenderá al 70 % del costo total de inversión. Eso quiere decir que el préstamo se realizará para el 70 % del costo inicial a una tasa de interés del 4,6 % con una frecuencia de pago anual a partir de terminado el periodo de construcción (2 años de gracia).

### 2.2.2.4 *Beneficios*

Los beneficios económicos que recibirá la Central Hidroeléctrica serán básicamente por generación hidroeléctrica. Según el reglamento emitido por el CONELEC (Consejo Nacional de Electricidad) la tarifa a reconocerse por generación hidroeléctrica dentro del *Periodo Preferente* en Centrales Hidroeléctricas que poseen una capacidad instalada de menos de 10 MW será de 0.0781 $/Kwh. El Periodo Preferente está dentro de los primeros 15 años de funcionamiento de la central. El periodo comprendido posterior a los 15 primeros años de funcionamiento se lo llamará *Periodo Ordinario* con una tarifa en base al precio promedio de los contratos regulados vigentes hasta esa fecha. En este caso de la Central Sardinas se utilizará una tarifa de 0.04098 $/Kwh de acuerdo con el costo aprobado por el CONELEC para el año 2013.

Los beneficios en un año se obtendrán por medio de los caudales medios registrados desde el año 1989 hasta el 2010, de donde se obtienen datos más apegados a la realidad.

**Precios preferenciales:**

*Tabla 2.40. Beneficios por generaciónhidroeléctrica.*

| Centrales | Capacidad (MW) | Territorio Continental |
|---|---|---|
| Hidroeléctricas | C ≤ 10 | 7,81 |
| | 10 < C ≤ 30 | 6,86 |
| | 30 < C ≤ 50 | 6,51 |

*Fuente: Regulación CONELEC No. 001/13. Capítulo I- Condiciones Preferentes*

Los beneficios por generación serán pues los indicados en la siguiente tabla

:

*Tabla 2.41. Beneficios por generaciónhidroeléctrica.*

| BENEFICIOS POR VENTA DE ENERGÍA | VALORES (USD) |
|---|---|
| Venta de energía preferencial | $ 3,159,024.97 |
| Venta de energía ordinaria | $ 1,657,578.02 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

### 2.2.2.5 *Flujo económico y resultado*

Posterior al flujo económico realizado con los costos y beneficios anteriormente indicados se obtuvieron los resultados que indican la rentabilidad del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas.

Los indicadores que fueron analizados, como ya se mencionó, son el VAN, TIR, Relación B/C y periodo de recuperación del capital invertido:

*Tabla 2.42. Beneficios por generaciónhidroeléctrica.*

| Indicador | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Inversión Inicial (USD) | 17,976,206 | $USD |
| Tasa de Descuento | 12.0 | % |
| Tasa Interna de Retorno (TIR) | 12.43 | % |
| Valor Actual Neto (VAN USD) | 526,519.64 | $USD |
| Relación Beneficio Costo (RBC) | 1.02 | |
| Período de Retorno | 24 | años |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

### *2.2.2.5.1 Análisis de Sensibilidad*

El análisis de sensibilidad se lo realizó con una modificación en el costo de inversión.

- **Cambios en el costo de inversión**

*Tabla 2.43. Beneficios por generación hidroeléctrica*

| Variación | Inversión | VAN | B/C | TIR |
|---|---|---|---|---|
| -10% | 16,178,585.33 | 2,519,689.89 | 1.14 | 14.22% |
| -5% | 17,077,395.62 | 1,523,104.76 | 1.08 | 13.28% |
| 0% | 17,976,205.92 | 526,519.64 | 1.02 | 12.43% |
| 5% | 18,875,016.22 | - 470,065.48 | 0.98 | 11.64% |
| 10% | 19,773,826.51 | -1,466,610.61 | 0.94 | 10.91% |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

### 2.2.2.6 *Flujo financiero y resultados*

Los indicadores que fueron analizados para el flujo financiero, como ya se mencionó, son el VAN, TIR, Relación B/C y periodo de recuperación del capital invertido:

*Tabla 2.44. Beneficios por generación hidroeléctrica*

| Indicador | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Inversión Inicial (USD) | 17,976,206 | $USD |
| Tasa de Descuento | 12.0 | % |
| Tasa Interna de Retorno (TIR) | 20.35 | % |
| Valor Actual Neto (VAN USD) | 4.525,791.68 | $USD |
| Relación Beneficio Costo (RBC) | 1.34 | |
| Período de Retorno | 10 | años |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

*Análisis de Sensibilidad*

El análisis de sensibilidad se lo realizó con una modificación en el costo de inversión.

- **Cambios en el costo de inversión**

*Tabla 2.45. Beneficios por generación hidroeléctrica*

| Variación | Inversión | VAN | B/C | TIR |
|---|---|---|---|---|
| -10% | 16,178,585.33 | 6,119,034.73 | 1.51 | 24.68% |
| -5% | 17,077,395.62 | 5,322,413.20 | 1.42 | 22.39% |
| 0% | 17,976,205.92 | 4,525,791.68 | 1.34 | 20.35% |
| 5% | 18,875,016.22 | 3,729,170.16 | 1.26 | 18.51% |
| 10% | 19,773,826.51 | 2,932,548.64 | 1.20 | 16.85% |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

# CAPITULO III

# DISEÑO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DE LOS ELEMENTOS COMPONENTES DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA LA MINICENTRAL SARDINAS GRANDE

## 3.1 Concepción general de la alternativa tradicional

### *3.1.1* Descripción general

La propuesta presentada para la Minicentral Sardinas, consiste en optimizar la conducción del recurso hídrico por medio de una tubería de baja presión en lugar de realizarlo con una conducción a flujo libre, como se plantea la alternativa tradicional.

Con esta variación en los componentes hidráulicos del proyecto se espera optimizar su funcionamiento y capacidad hídrica, así como conocer la variación del presupuesto total de la central.

En la concepción de la alternativa propuesta en esta disertación se priorizará el diseño de la conducción para que este sea de una longitud menor a la utilizada en la alternativa tradicional, tomando como aspecto secundario el trazado con ayuda de las curvas de nivel y dando énfasis a los beneficios que nos presenta una conducción a presión.

Es importante tomar en cuenta que al momento de trazar la conducción a presión, esta deberá estar enterrada para evitar daños en la tubería y a estructuras aledañas con lo que se puede generar gran cantidad de material removido lo que supondrá un incremento de costos.

Una condición favorable al momento de presentar esta alternativa es que se prescinda de estructuras de apoyo para la conducción tales como sifones, acueductos, entre otros en la conducción; utilizando al máximo las características de una tubería a presión y la capacidad del flujo para librar los relieves topográficos.

## 3.2 Determinación de coeficientes de rugosidad de Manning para el río Sardinas

El coeficiente n de Manning representa la rugosidad del canal en estudio, este parámetro será aplicado para determinar la resistencia al escurrimiento del cauce del río Sardinas lo cual en la práctica de la ingeniería se considera de gran dificultad y experiencia.

Existen algunos factores que afectan al coeficiente de rugosidad de Manning (CHOW, 1994), la determinación de la magnitud de afectación que cada uno de ellos otorgue dependerá de la percepción de cada individuo, de ahí que se considere a la determinación del coeficiente de rugosidad un cálculo subjetivo; estos parámetros son los siguientes:

a) La rugosidad de los márgenes y del fondo de río, definida por el tamaño y forma de los granos. En caso de tener partículas finas se obtendrán valores de "n" bajos, mientras que con partículas gruesas los valores de "n" serán elevados.
b) Presencia de vegetación, la cual en caso de ser abundante arrojará valores de "n" altos al tener un cauce con obstrucciones que retardarán su flujo; si la vegetación es escasa, los valores de n disminuirán al aumentar la capacidad del cauce por la poca o nula presencia de obstrucciones en el mismo. La variación estacional

producirá cambios a nivel de crecimiento de las plantas en el fondo como en las márgenes del río, factor que debe ser tomado en cuenta.

c) Irregularidad de la sección, siendo éstas comprendidas en el perímetro mojado, en las secciones transversales del cauce y en la variación de forma y tamaño a lo largo del río Sardinas.

d) Alineamiento del canal por efecto de las curvas que se presenten a lo largo del río, siendo los valores de n menores con curvaturas de radios grandes; con grandes meandros los valores de n serán mayores por los cambio de dirección que debe seguir el flujo.

e) Socavación y erosión en los márgenes y en el fondo del río, en función del material en el lecho del río. Estos efectos pueden disminuir o aumentar el valor de n según afecten la naturaleza del flujo.

f) Presencia de obstrucciones como troncos o pilares de puentes, los cuales aumentarán el valor de n.

g) Tamaño y forma del canal, siendo su influencia poco estudiada.

h) Nivel y caudal, obteniendo valores de n mayores cuando los niveles de agua en el río son relativamente bajos ya que las irregularidades en el fondo del cauce se vuelven más significativas para el flujo.

i) Material en suspensión y arrastre de fondo, podría cambiar las condiciones de flujo al exigir un gasto de energía.

El método con mayor frecuencia de uso es el propuesto por Cowan (CHOW, 1994), su ecuación es la siguiente:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3)m_5$$

Donde,

$n_0$ = Valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso.

$n_1$ = Corrección por efecto de irregularidades de superficie.

$n_2$ = Corrección por variaciones de forma y tamaño.

$n_3$ = Corrección por presencia de obstrucciones.

$n_4$ = Corrección por vegetación.

$m_5$ = Corrección por frecuencia de meandros o curvas.

La selección de los valores presentes en la ecuación de Cowan se muestra en la tabla 3.1. (CHOW, 1994):

*Tabla 3.1. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad*

| **Condiciones del canal** | | **Valores** | |
|---|---|---|---|
| Material involucrado | Tierra | $n_0$ | 0.02 |
| | Corte en roca | | 0.025 |
| | Grava fina | | 0.024 |
| | Grava gruesa | | 0.028 |
| Grado de irregularidad | Suave | $n_1$ | 0 |
| | Menor | | 0.005 |
| | Moderado | | 0.01 |
| | Severo | | 0.02 |
| Variaciones de la sección trasversal | Gradual | $n_2$ | 0 |
| | Ocasionalmente alternante | | 0.005 |
| | Frecuentemente alternante | | 0.010 - 0.015 |
| Efecto relativo de las obstrucciones | Insignificante | $n_3$ | 0 |
| | Menor | | 0.010 - 0.015 |
| | Apreciable | | 0.020 - 0.030 |
| | Severo | | 0.040 - 0.060 |
| Vegetación | Baja | $n_4$ | 0.005 - 0.010 |
| | Media | | 0.010 - 0.025 |
| | Alta | | 0.025 - 0.050 |
| | Muy alta | | 0.050 - 0.100 |
| Grado de los efectos por meandros | Menor | $m_5$ | 1 |
| | Apreciable | | 1.15 |
| | Severo | | 1.3 |

*Fuente: Ven Te Chow – Hidráulica de canales abiertos*

### *3.2.1 Cálculo del coeficiente de rugosidad:*

El coeficiente de Manning tendrá valores diferentes para las márgenes del río Sardinas y para el fondo de su cauce, por lo que ambos parámetros se calculan de forma independiente.

#### *3.2.1.1 Márgenes del río Sardinas*

*Figura 3.1. Márgenes del río Sardinas*



*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Como se puede observar en la fotografía 1, los márgenes del río sardinas poseen vegetación variable, con presencia de árboles, rocas y arbustos. El material encontrado es suelo aluvial con cantidades considerables de material transportado.

Los valores adoptados para los márgenes del río Sardinas se presentan en la Tabla 3.2.:

*Tabla 3.2. Valores adoptados para las márgenes del río Sardinas*

| $n_i$ | Efecto considerado | Calificación | Valor adoptado |
|---|---|---|---|
| $n_0$ | Material involucrado | Grava gruesa | 0.028 |
| $n_1$ | Grado de Irregularidad | Menor | 0.005 |
| $n_2$ | Variación de la sección transversal | Gradual | 0 |
| $n_3$ | Presencia de obstrucciones | Insignificante | 0 |
| $n_4$ | Vegetación | Alta | 0.03 |
| $m_5$ | Grado de los efectos por meandros | Menor | 1 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Reemplazando los valores en la fórmula de Cowan:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3)m_5$$

$$n = (0.028 + 0.005 + 0 + 0 + 0.030) * 1$$

$$n = 0.063$$

El coeficiente de rugosidad n de Manning para las márgenes del río Sardinas será de 0.063.

### *3.2.1.2 Lecho del río Sardinas*

A continuación se muestra el lecho característico del Río Sardinas:

*Figura 3.2. Lecho del río Sardinas*



*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

En el lecho del río Sardinas se pueden identificar la presencia de rocas de gran tamaño; existe presencia de meandros y se presume escasa vegetación.

Los valores $n_i$ adoptados para el lecho del río Sardinas se presentan en la Tabla 3.3.

*Tabla 3.3. Valores adoptados para el lecho del río Sardinas*

| **$n_i$** | **Efecto considerado** | **Calificación** | **Valor adoptado** |
|---|---|---|---|
| $n_0$ | Material involucrado | Grava gruesa | 0.028 |
| $n_1$ | Grado de Irregularidad | Menor | 0.005 |
| $n_2$ | Variación de la sección transversal | Gradual | 0 |
| $n_3$ | Presencia de obstrucciones | Menor | 0.015 |
| $n_4$ | Vegetación | Baja | 0.005 |
| $m_5$ | Grado de los efectos por meandros | Menor | 1 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Reemplazando los valores en la fórmula de Cowan:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3)m_5$$

$$n = (0.028 + 0.005 + 0 + 0.015 + 0.005) * 1$$

$$n = 0.053$$

El coeficiente de rugosidad n de Manning para el lecho del río Sardinas será de 0.053.

### *3.2.2 Resumen de resultados*

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 3.4.:

*Tabla 3.4. Coeficientes n de Manning para el lecho y las márgenes del río Sardinas*

| Sección del río Sardinas | Coeficiente n de Manning |
|---|---|
| Margen del cauce | 0.063 |
| Fondo del cauce | 0.053 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

## 3.3 Obras de derivación

### *3.3.1 Azud vertedero*

#### *3.3.1.1 Consideraciones de diseño*

a) Para el diseño del azud vertedero se debe garantizar su estabilidad, por ello se adopta la forma de un perfil trapezoidal ligeramente redondeado para facilitar el paso del agua. A su vez, se obtiene una geometría estructural y constructivamente favorable, la cual tiende a reducir la presión en la sección convexa de la estructura y aumentar la misma en la curvatura de unión entre el pie del cimacio y el zampeado.

b) El diseño del azud vertedero se lo realizara considerando los 2/3 del caudal para un periodo de retorno de 100 años para optimizar el funcionamiento de la obra.

c) Lo cambios de presiones producto de la geometría del azud se entienden de la siguiente manera; la curvatura superior de forma convexa, tienden a reducir la

presión del agua en el perfil del azud, provocando un incremento de la eficiencia y una reducción de materiales para la construcción del mismo. Por otro lado, en el pie del cimacio la presión tiende a incrementarse por efecto del aumento de velocidad del flujo a lo largo del azud, lo que resultará favorable para la estabilidad de la captación.

d) El perfil Creager permitirá minimizar el riesgo de separación del azud con la lámina de agua, su geometría tendrá presiones muy cercanas a la atmosférica en todos sus puntos cuando se utilice el criterio de carga de diseño igual a 2/3 de la carga total esperada para el evento de crecida.

e) La geometría del perfil corresponde a una propuesta del Waterways Experimental Station del U.S. Army Corps of Engineers, cuya ecuación es la siguiente:

$$\frac{y_{azud}}{H_o{}'} = -k_{azud}\left(\frac{x_{azud}}{H_o{}'}\right)^{n_{azud}}$$

Donde:

$y_{azud}$ = coordenadas en el eje (y) para el perfil Creager

$x_{azud}$ = coordenadas en el eje (x) para el perfil Creager

$H_o{}'$ = altura equivalente a la suma de la carga de agua y la carga de velocidad en el azud vertedero

$k_{azud}$ = coeficiente del azud vertedero

$n_{azud}$ = coeficiente del azud vertedero

f) Para determinar la longitud ($L_a$) del azud se consideraron los criterios recomendados por Krochin, en donde se presenta una relación $L_a/P_2$ dependiendo del tipo de suelo de cimentación. $P_2$ es la altura del paramento y $L_a$ es la longitud del azud.

*Figura 3.3. Valores de la relación La/P2 para distintos materiales del lecho*

| Material del Cauce | Relación $L_a/h$ |
|---|---|
| Arcillas | 2,75 a 3,00 |
| Franco arcilloso | 2,50 a 2,75 |
| Limo y arena | 2,25 a 2,50 |
| Grava y canto rodado | 2,00 a 2,25 |

*Fuente: Krochin Sviatoslav - Diseño Hidráulico*

g) El cálculo de la carga de agua sobre el azud se la realiza considerando la formula general de un vertedero :

$$Q_{dis} = C_o * B_{río} * H_o{}^{3/2}$$

Dónde:

$Q_{dis}$ = Caudal de diseño del vertedero.

$C_o$ = Coeficiente de descarga del vertedero.

$B_{río}$ = Ancho del vertedero (en este caso será el ancho del río Sardinas).

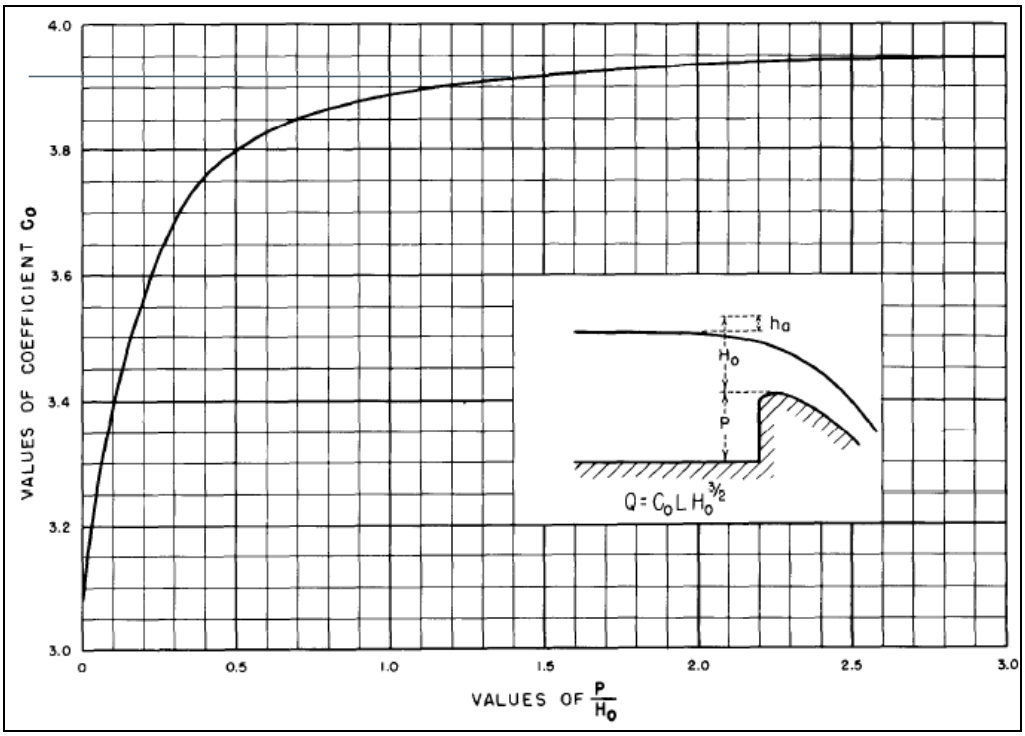
$H_o$ =Carga sobre la cresta.

h) El coeficiente de descarga del perfil Creager es un coeficiente en donde está incluida la carga de velocidad por tal motivo esta ya no se la incluye en la

carga sobre la cresta del azud en la fórmula del caudal que pasa por un vertedero.

i) El coeficiente de descarga se lo determina mediante fórmulas dadas por autores como Konovalov y Bazin, pero también mediante la relación de altura de paramento del perfil y la carga sobre el vertedero $P_2/H_o´$ (incluida la carga de velocidad de llegada) que se puede encontrar en el Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior.

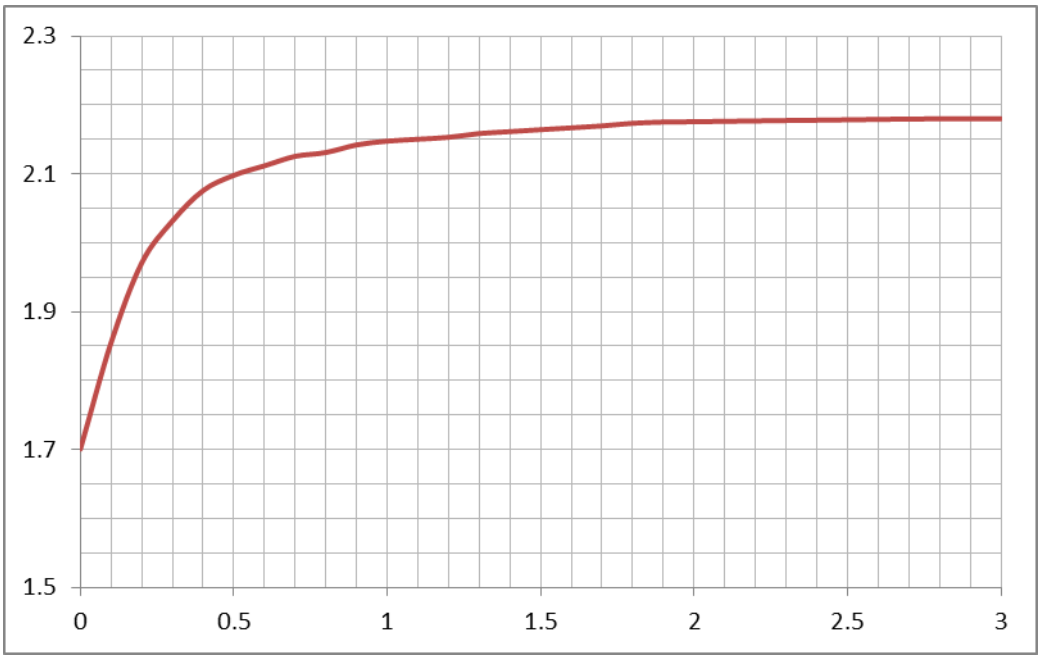
*Figura 3.4. Coeficientes de descarga para crestas con pared vertical*




*Fuente: Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior – Discharge Coefficients for Vertical Ogge Crest, pág 370*

j) Los valores de $C_o$ presentados en el gráfico anterior están en unidades inglesas ($ft^{1/2}/s$) por lo que se requirió realizar una conversión de los valores de $C_o$ a unidades del Sistema Internacional (SI).

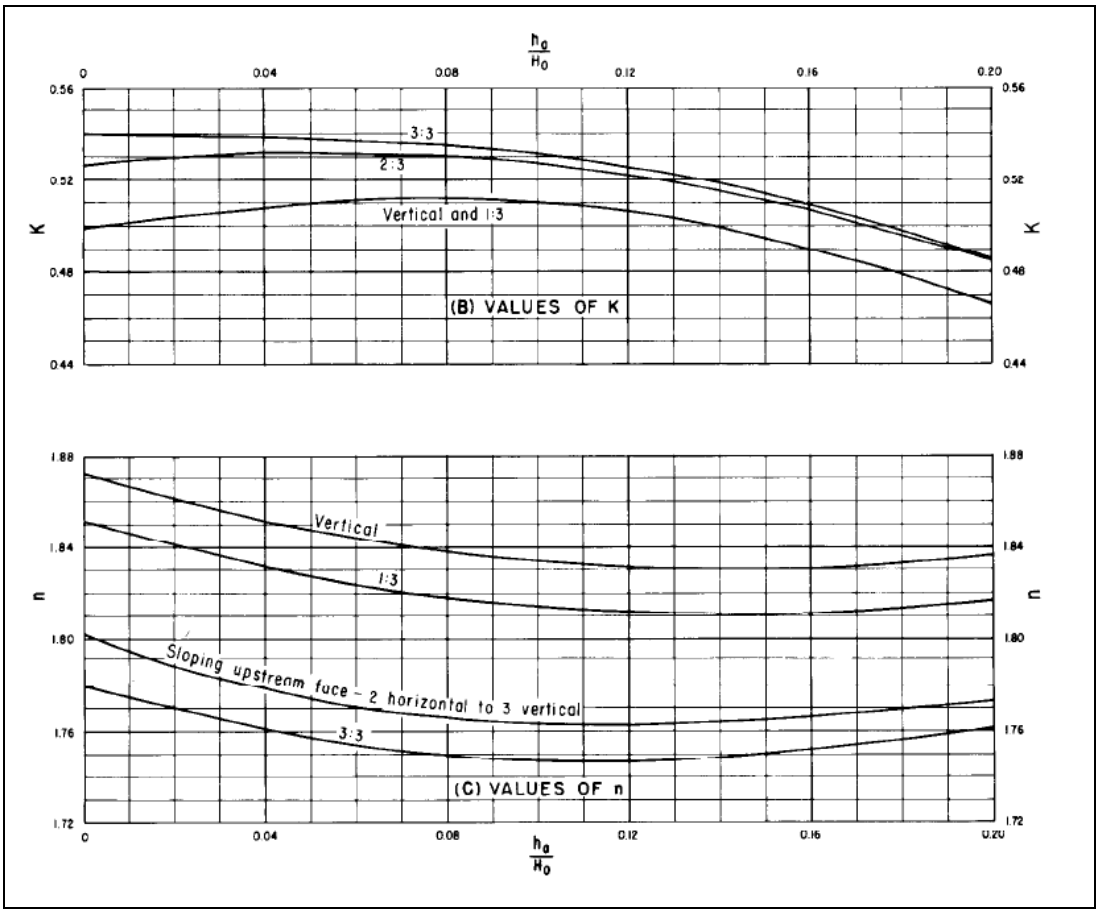
*Figura 3.5. Coeficientes de descarga $C_o$ (Sistema Internacional)*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

k) Los valores de $k_{azud}$ y $n_{azud}$ necesarios para graficar el perfil Creager del azud de paramentos verticales fueron obtenidos del Bureau of Reclamations of the United States Department of The Interior, en función de la relación $h_a/H_o´$. Los valores representados son adimensionales por lo que no se requiere realizar ninguna conversión de unidades. La Figura 3.6. muestra el método de obtención de los valores de $k_{azud}$ y $n_{azud}$:

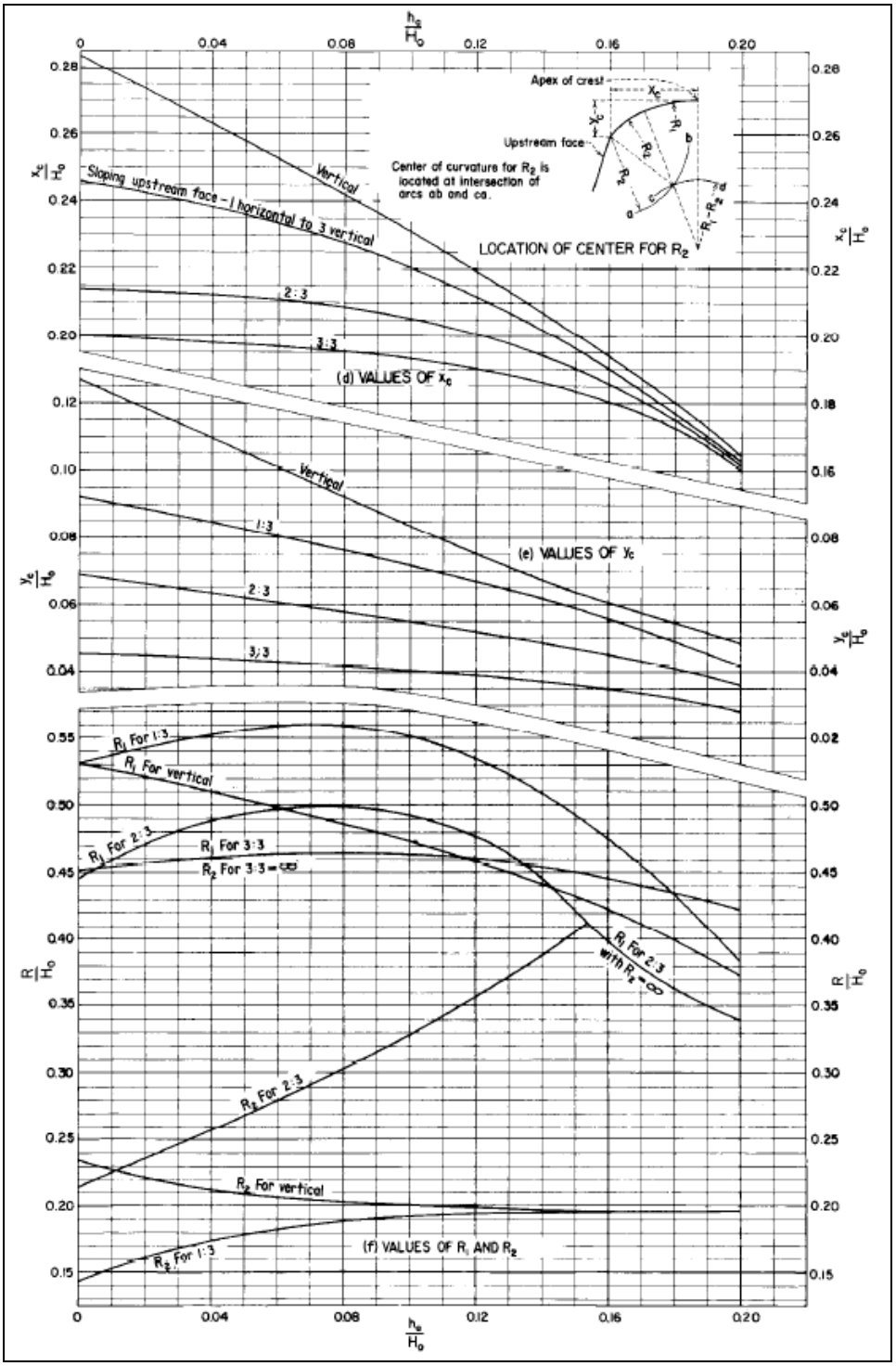
*Figura 3.6. Factores kazud y nazud para crestas con pared vertical*




*Fuente: Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior – Factors for Definition of Nappe – Shape Crest Profiles, pág 366*

l) Para determinar la curvatura de la cresta se obtienen datos adicionales de radios $R_1$ y $R_2$ y las distancias $X_c$ y $Y_c$ a partir del ábaco de la Figura 3.7., que al igual que los coeficientes $n_{azud}$ y $k_{azud}$ del perfil Creager, está en función de la inclinación del paramento y la relación $h_a/H_o´$.

*Figura 3.7. Definición de la curvatura en la cresta del perfil Creager*




*Fuente: Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior – Factors for definition of Nappe – Shape Crest Profiles, pág 367*

m) Las coordenadas del perfil Creager dan un perfil hidrodinámico para asegurar que la lámina inferior del agua se "adhiera" a la estructura, pero esas coordenadas no aportan con el radio de curvatura que es requerido al pie del azud para formar una transición entre el azud y las obras de disipación de energía. Esta curvatura del perfil al pie del azud evita que la caída libre de agua desde aguas arriba del vertedero socave la parte inferior de este, comunicando directamente con las obras de disipación de energía como son el zampeado o enrocado.

Al final de la superficie de un vertedero en pendiente, el flujo de agua cambia rápidamente su dirección formando presiones centrifugas apreciables. Con el objetivo de disminuir socavación en la fundación, el pie del azud vertedero se diseña como una cubeta curvada la cual debe ser tangente a la superficie para aumentar su efectividad. La fórmula empírica del radio de curvatura es la siguiente:

$$R = 10^{(V_{cont}+6.4H_o+16)/(3.6H_o+64)}$$

En donde:

$V_{cont}$= Velocidad contraída del flujo al pie del azud en ft/s

$H_o$=Carga de agua sobre el vertedero en ft

### *3.3.1.2 Dimensionamiento del azud*

Para el dimensionamiento del azud se deben tomar en cuenta las características del Río Sardinas como son el ancho en la sección de captación, la pendiente en el sitio de toma y el coeficiente de Manning para el fondo de la sección.

Para el caudal de diseño de esta obra se considera los 2/3 del caudal centenario, esto con el objetivo de optimizar su funcionamiento  al momento que la central trabaje descargando un caudal igual al centenario.

En la Tabla 3.5. se presentan los datos preliminares para el diseño del azud:

*Tabla 3.5. Datos generales para el diseño de la escalera de peces*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Ancho del río Sardinas | $B_{río}$ | 40.00 | m |
| Pendiente del río Sardinas en el sitio de captación | i | 4.50 | % |
| Coeficiente de Manning para el lecho del río Sardinas | $n_{lecho}$ | 0.053 | _ |
| Caudal máximo río Sardinas (Periodo de retorno 100 años) | $Q_{max}$ | 243.76 | $m^3/s$ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Como se mencionó en los criterios de diseño, el caudal de diseño se considera como los 2/3 del caudal máximo del río Sardinas para un período de 100 años.

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} Q_{máx}$$

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} * 243.76 = 162.51\ m^3/s$$

A su vez, se determina el caudal unitario correspondiente.

$$q_{dis} = \frac{Q_{dis}}{B_{río}}$$

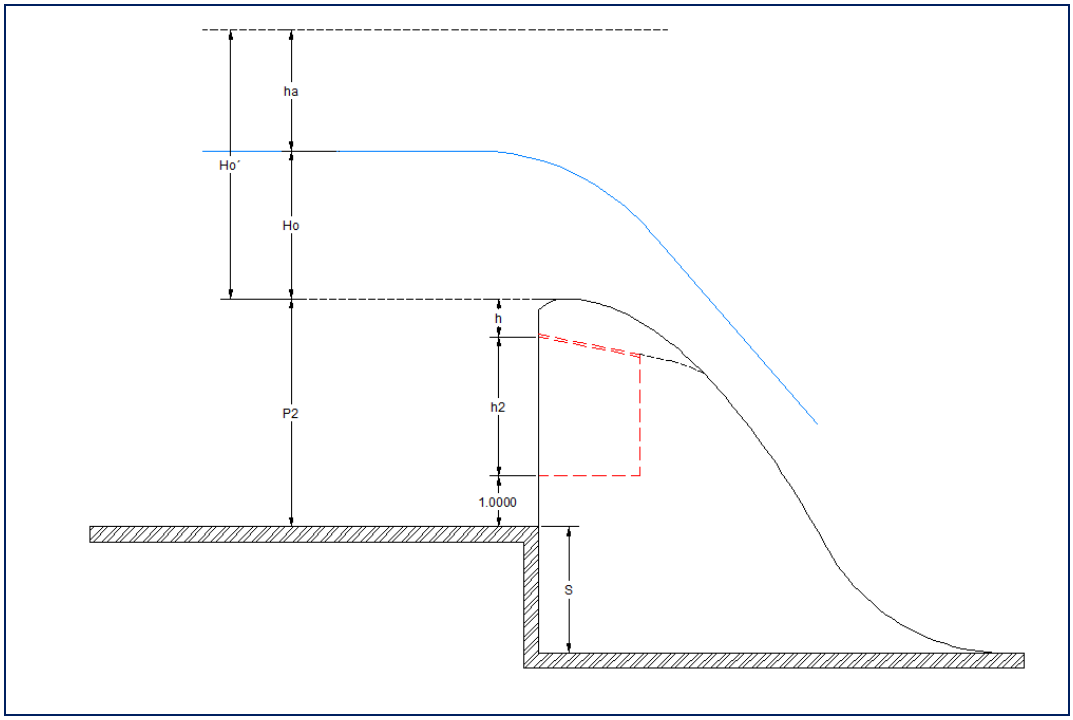
$$q_{dis} = \frac{162.51}{40.00} = 4.06\ m^3/s$$

Para el cálculo se debe determinar la altura del paramento del azud aguas arriba. Dicha dimensión está en función de la altura de la segunda pared de la rejilla $h_2$ anteriormente calculada y la carga mínima de agua sobre la rejilla en época de

estiaje, esto es básicamente porque el azud se encuentra ligeramente más alto que la cota de la rejilla.

La segunda pared de la galería adoptada constructivamente es de 2,80 m y la altura de agua mínima sobre la rejilla es de 0,71 m, valor que será justificado con el cálculo de la rejilla de entrada. La base de la galería de captación se encuentra 1 metro por encima del lecho del Río Sardinas por lo que la altura del paramento aguas arriba será la sumatoria de todas estas dimensiones.

*Figura 3.8. Parámetros hidráulicos*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Tabla 3.6. Parámetros aguas arriba del azud vertedero*

| **Características del paramento aguas arriba** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Altura de la segunda pared adoptada constructivamente | $h_2$ | 2.80 | m |
| Altura de la carga mínima sobre la rejilla | h | 0.71 | m |
| Altura por debajo de la galería hasta lecho del Río | | 1.00 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

$$P_2 = h_2 + h + 1$$

$$P_2 = 2.80 + 0.71 + 1 = 4.51\ m$$

$$P_2 = 4.50\ m$$

La altura de profundizamiento aguas abajo del azud (s) es una dimensión impuesta que generalmente está en un rango de 2 a 3 metros. En el caso del proyecto Sardinas se impuso una S de 2,5 m. Por lo tanto la altura total del paramento considerando el desnivel aguas abajo se calcula sumando la dimensión $P_2$ constructiva y el desnivel aguas abajo del azud.

$$P = P_2 + s$$

$$P = 4.50 + 2.50 = 7.00\ m$$

El cálculo del perfil Creager del azud, como se indicó en las consideraciones de diseño, se lo hace a partir de la ecuación del perfil geométrico del azud para encontrar coordenadas de un perfil que corresponde a la forma de la vena liquida inferior del chorro de descarga.

$$\frac{y_{azud}}{H_o{}'} = -k_{azud}\left(\frac{x_{azud}}{H_o{}'}\right)^{n_{azud}}$$

Para ello se necesita calcular el valor de la carga sobre la cresta del vertedero Ho. La ecuación del caudal que pasa sobre el vertedero es la que se utilizará para determinar este valor.

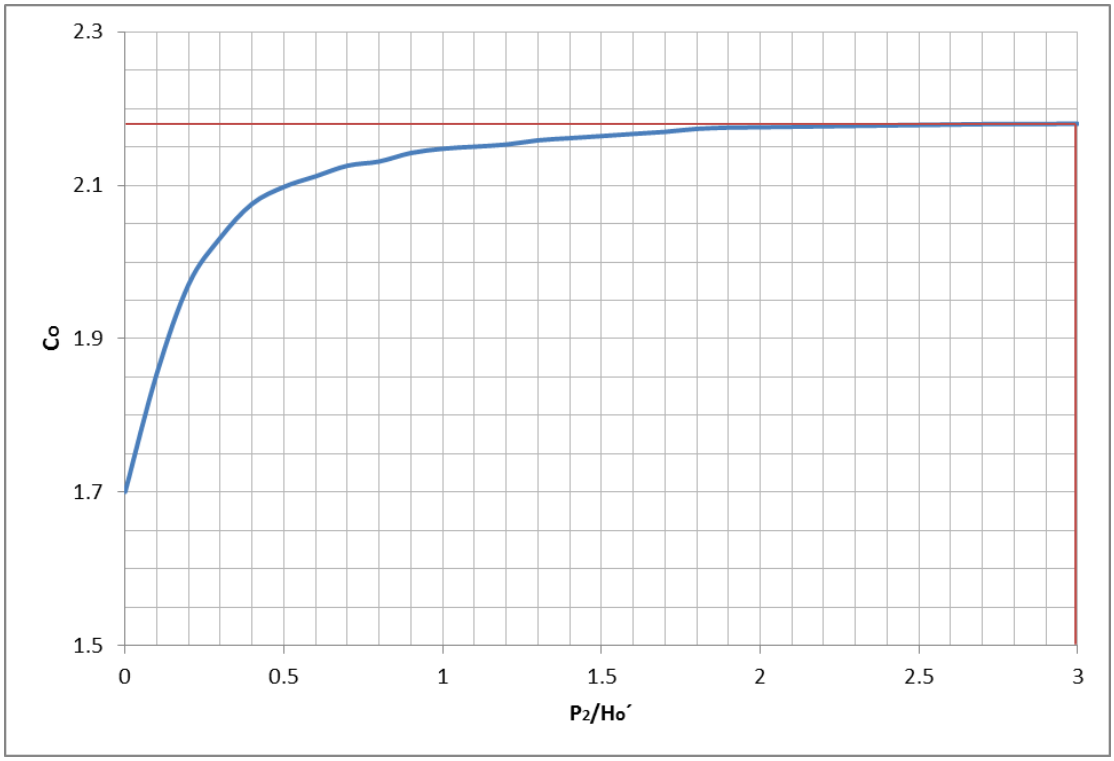
$$Q_{dis} = C_o * B_{río} * H_o{}^{3/2}$$

Los datos conocidos en la ecuación son el caudal y el ancho del vertedero que es el ancho del Río Sardinas. El valor del coeficiente de descarga $C_o$ como primera aproximación nos imponemos el más alto suponiendo que la relación entre $P_2/H_o´$ es la máxima de 3. Con el valor de $P_2/H_o´ = 3$, el valor del coeficiente es de 2,18. Si en la ecuación aplicamos el valor del coeficiente de Co =2.18 obtenemos:

$$162.51 = 2.18 * 40 * H_o^{3/2}$$

$$H_o = 1.51\ m$$

*Figura 3.9. Coeficientes de descarga Co (Sistema Internacional)*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Si al valor de la carga $H_o$ de agua sobre el vertedero se le adiciona el correspondiente a la carga de velocidad podremos obtener el valor de $P_2/H_o´$, que se puede utilizar

para entrar al ábaco del Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior, con el objetivo de ajustar el valor de $C_o$.

$$H_o' = H_o + \frac{V_{dis}^{\ 2}}{2g}$$

$$V_{dis} = \frac{Q_{dis}}{A_{río}} = \frac{Q_{dis}}{B_{río} * H_o}$$

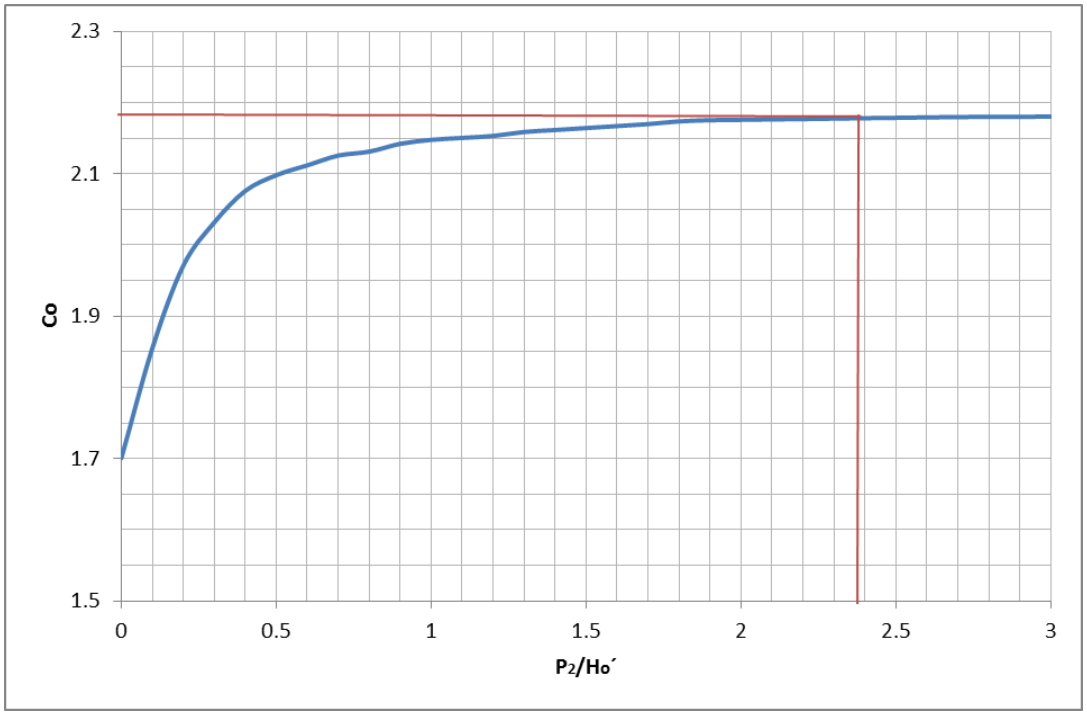
$$H_o' = H_o + \frac{(\frac{Q_{dis}}{B_{río} * H_o})^2}{2g}$$

$$H_o' = 1.51 + \frac{(\frac{162.51}{40 * 1.51})^2}{2 * 9.81} = 1.88\ m$$

Relación:

$$\frac{P_2}{H_o'} = \frac{4.50}{1.88} = 2.39$$

*Figura 3.10. Coeficientes de descarga Co (Sistema Internacional)*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Con la relación de 2.39, obtenemos un valor ajustado de $C_o$ de 2.17. Con el valor obtenido del coeficiente de carga $C_o$ se procede a calcular la carga sobre el vertedero definitiva que intervendrá en los cálculos del perfil Creager del azud.

$$Q_{dis} = C_o * B_{río} * H_o{}^{3/2}$$

$$162.51 = 2.17 * 40 * H_o{}^{3/2}$$

$$H_o = 1.52\ m$$

Considerando la carga de velocidad,

$$V_{dis} = \frac{Q_{dis}}{A_{río}} = \frac{Q_{dis}}{B_{río} * H_o{}'}$$

$$H_o{}' = 1.52 + \frac{(\frac{162.51}{40 * 1.52})^2}{2 * 9.81} = 1.88\ m$$

Este valor de energía especifica aguas arriba del azud "$E_{azud}$" intervendrá en el cálculo del perfil Creager.

$$\frac{y_{azud}}{H_o{}'} = -k_{azud}\left(\frac{x_{azud}}{H_o{}'}\right)^{n_{azud}}$$

Los valores de $k_{azud}$ y $n_{azud}$ se obtienen de los ábacos del Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior, siguiendo el proceso que se muestra a continuación:

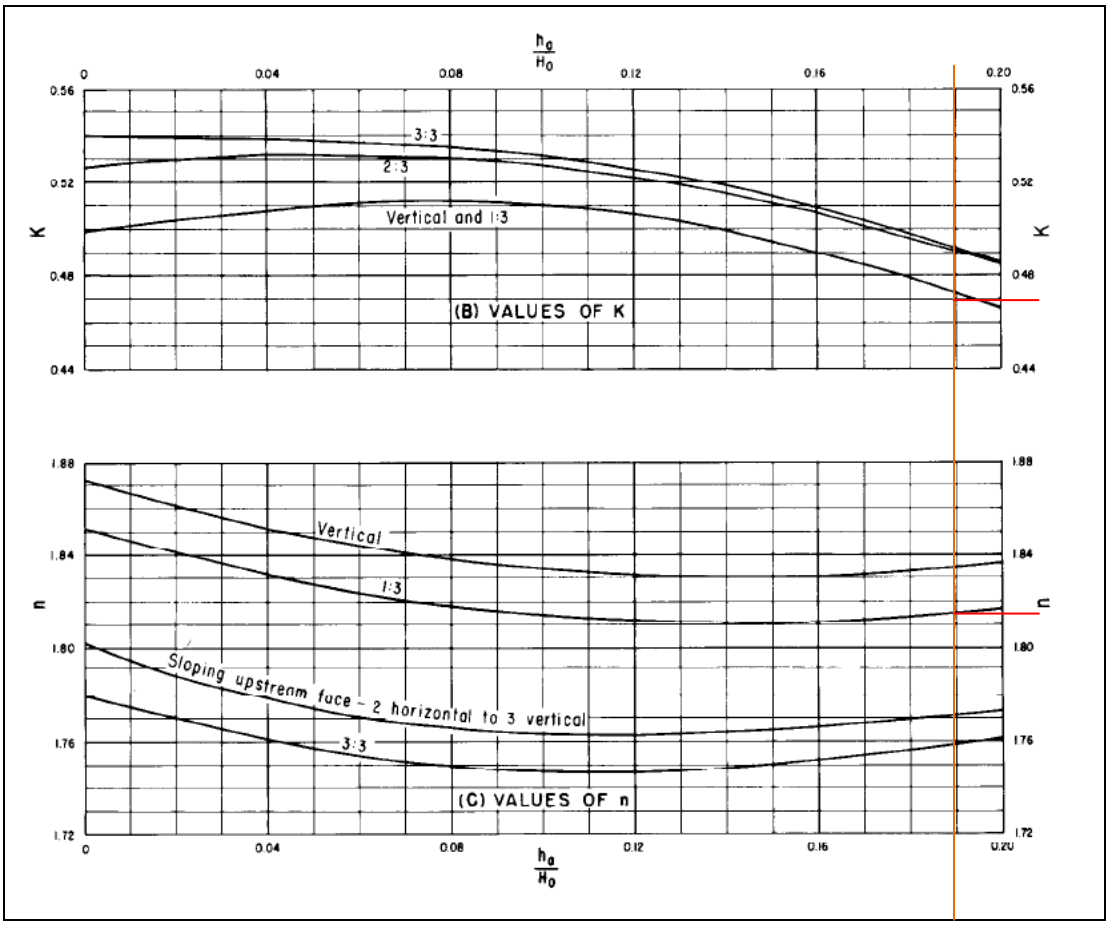
Se requiere la relación $h_a/H_o{}'$ para ingresar en los ábacos.

$$\frac{h_a}{H_o{}'} = \frac{\frac{(\frac{Q_{dis}}{B_{río} * H_o})^2}{2g}}{H_o{}'}$$

$$\frac{h_a}{H_o'} = \frac{\frac{(\frac{162.51}{40 * 1.52})^2}{2 * 9.81}}{1.88} = 0.19$$

El Perfil Creager será de un paramento vertical por lo que cada cruce de la relación $\frac{h_a}{H_o'}$ en el ábaco se lo realizará con la curva de paramento Vertical.

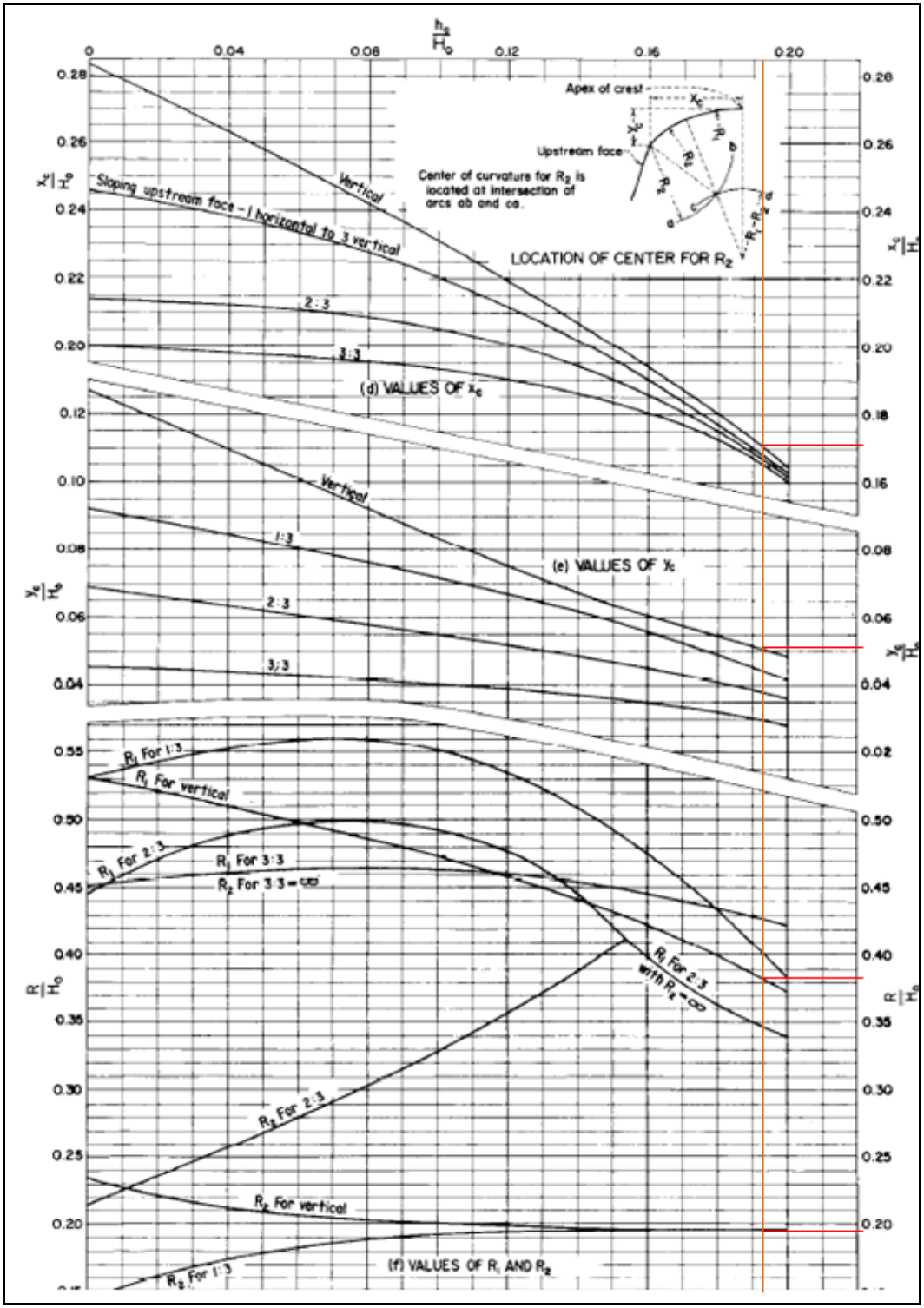
*Figura 3.11. Factores $k_{azud}$ y $n_{azud}$ para crestas con pared vertical*




*Fuente: Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior – Factors for definition of Nappe – Shape Crest Profiles, pág 367*

A más de los valores de $k_{azud}$ y $n_{azud}$ se determinará con la ayuda de los ábacos los radios ($R_1$, $R_2$) para la conformación de la curvatura de la cresta del azud.

*Figura 3.12. Definición de la curvatura en la cresta del perfil Creager*




*Fuente: Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior – Factors for definition of Nappe – Shape Crest Profiles, pág 367*

Los valores obtenidos a partir del ábaco se presentan en el Cuadro 3.7.:

*Tabla 3.7. Parámetros aguas arriba del azud vertedero*

| **Valores para conformación del azud** | |
|---|---|
| $k_{azud}$ | 0.47 |
| $n_{azud}$ | 1.835 |
| $X_c$ | 0.2 |
| $Y_c$ | 0.09 |
| $R_1$ | 0.72 |
| $R_2$ | 0.37 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Reemplazando los valores de $k_{azud}$ y $n_{azud}$ en la ecuación del perfil Creager tenemos:

$$\frac{y_{azud}}{1.88} = -0.47\left(\frac{x_{azud}}{1.88}\right)^{1.835}$$

El cálculo de las coordenadas se lo realizará para abscisas de 0,1 m para obtener un resultado más preciso. Esto se puede observar a continuación en la siguiente tabla:

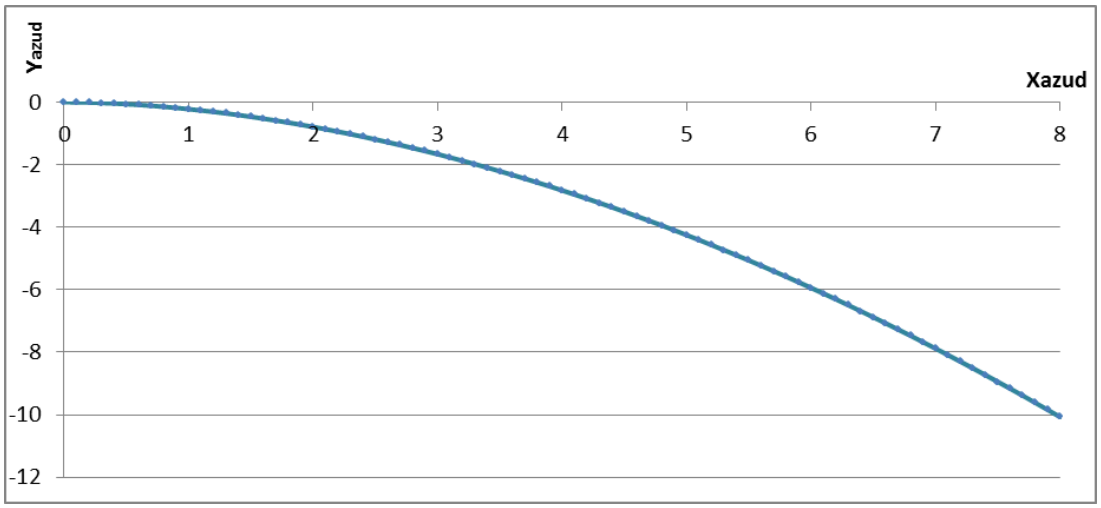
*Tabla 3.8. Coordenadas del perfil Creager*

| $x_{azud}$ | $y_{azud}$ |
|---|---|
| 0.000 | 0.000 |
| 0.100 | -0.004 |
| 0.200 | -0.014 |
| 0.300 | -0.030 |
| 0.400 | -0.052 |
| 0.500 | -0.078 |
| 0.600 | -0.108 |
| 0.700 | -0.144 |
| 0.800 | -0.184 |
| 0.900 | -0.228 |
| 1.000 | -0.277 |
| 1.100 | -0.330 |
| 1.200 | -0.387 |
| 1.300 | -0.448 |
| 1.400 | -0.514 |
| 1.500 | -0.583 |
| 1.600 | -0.656 |
| 1.700 | -0.733 |
| 1.800 | -0.815 |
| 1.900 | -0.899 |
| 2.000 | -0.988 |
| 2.100 | -1.081 |
| 2.200 | -1.177 |
| 2.300 | -1.277 |
| 2.400 | -1.381 |
| 2.500 | -1.488 |
| 2.600 | -1.599 |
| 2.700 | -1.714 |
| 2.800 | -1.832 |

| | |
|---|---|
| 2.900 | -1.954 |
| 3.000 | -2.080 |
| 3.100 | -2.209 |
| 3.200 | -2.341 |
| 3.300 | -2.477 |
| 3.400 | -2.617 |
| 3.500 | -2.760 |
| 3.600 | -2.906 |
| 3.700 | -3.056 |
| 3.800 | -3.209 |
| 3.900 | -3.366 |
| 4.000 | -3.526 |
| 4.100 | -3.689 |
| 4.200 | -3.856 |
| 4.300 | -4.026 |
| 4.400 | -4.200 |
| 4.500 | -4.376 |
| 4.600 | -4.557 |
| 4.700 | -4.740 |
| 4.800 | -4.927 |
| 4.900 | -5.117 |
| 5.000 | -5.310 |
| 5.100 | -5.506 |
| 5.200 | -5.706 |
| 5.300 | -5.909 |
| 5.400 | -6.115 |
| 5.500 | -6.325 |
| 5.600 | -6.537 |
| 5.700 | -6.753 |
| 5.800 | -6.972 |
| 5.900 | -7.194 |
| 6.000 | -7.420 |
| 6.100 | -7.648 |
| 6.200 | -7.880 |
| 6.300 | -8.115 |
| 6.400 | -8.353 |
| 6.500 | -8.594 |
| 6.600 | -8.838 |
| 6.700 | -9.085 |
| 6.800 | -9.335 |
| 6.900 | -9.589 |
| 7.000 | -9.845 |
| 7.100 | -10.105 |
| 7.200 | -10.368 |
| 7.300 | -10.634 |
| 7.400 | -10.902 |
| 7.500 | -11.174 |
| 7.600 | -11.449 |
| 7.700 | -11.727 |
| 7.800 | -12.008 |
| 7.900 | -12.292 |
| 8.000 | -12.579 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

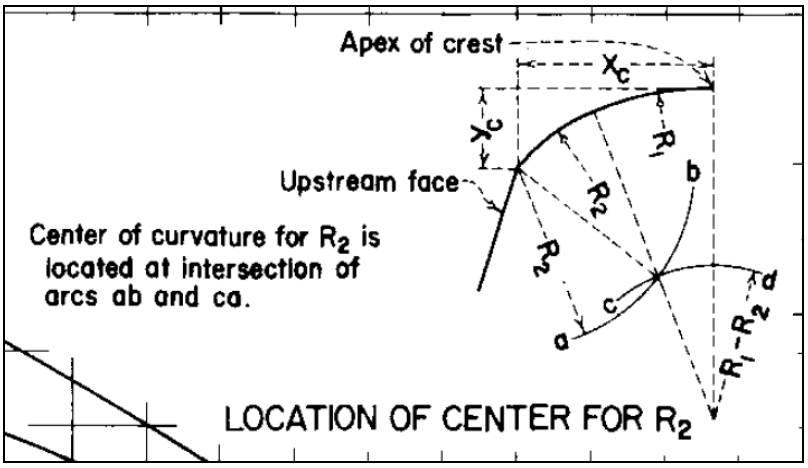
*Figura 3.13. Perfil Creager*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

La forma de un perfil Creager se caracteriza por tener una cresta redondeada en su parte superior, cuyas coordenadas no forman parte del perfil Creager de la figura anterior, para obtener esos valores se necesita encontrar las distancias $X_c$, $Y_c$, $R_1$ y $R_2$ que permitirán conformar esta curvatura e incluirlos en el perfil previamente dibujado. Esta se desarrolla según lo explicado en el Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior, donde se presenta la Figura 3.14. para el desarrollo de la curvatura de la cresta para un azud con los valores ya mencionados anteriormente de $X_c$, $Y_c$, $R_1$ y $R_2$, encontrando el centro de $R_2$.

*Figura 3.14. Curvatura de la cresta de un azud*




*Fuente: Bureau of Reclamation of the United States Department of The Interior – Small Dams*

Los parámetros necesarios para la determinación de la curvatura de la cresta del azud vertedero se presentan en la Tabla 3.9., y corresponden a valores previamente obtenidos:

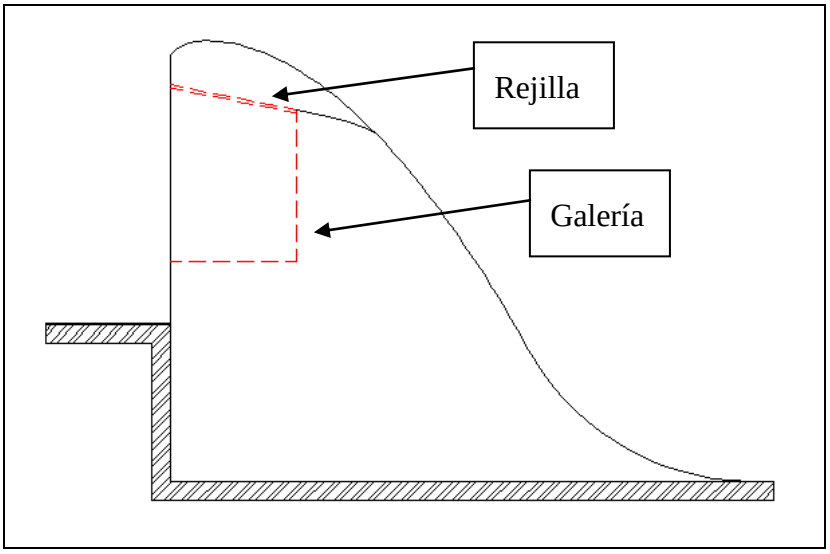
*Tabla 3.9. Curvatura de la cresta de un azud*

| | **Parámetros para determinación de curvatura superior perfil Creager** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|---|
| **Perfil Cresta Superior** | Valor de$R_1$ | $R_1$ | 0.72 | m |
| | Valor de $R_2$ | $R_2$ | 0.37 | m |
| | Valor de $X_c$ | $X_c$ | 0.20 | m |
| | Valor de $Y_c$ | $Y_c$ | 0.09 | m |
| | Arco a-b ($R_2$) | $Ar_{a-b}$ | 0.37 | m |
| | Arco c-d ($R_1$-$R_2$) | $Ar_{c-d}$ | 0.35 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Con estos valores se puede graficar el perfil final del azud, como se presenta en la Figura 3.15.:

*Figura 3.15. Perfil final del azud vertedero*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

La curvatura aguas abajo del azud se la desarrolla mediante la fórmula empírica del radio de curvatura:

$$R = 10^{(V_{cont}+6.4H_o+16)/(3.6H_o+64)}$$

La velocidad que se considera para el cálculo es la velocidad del flujo al pie del azud o la velocidad contraída de flujo. Se la llama contraída porque es la velocidad que adquiere el fluido al momento que incrementa su velocidad al pie del azud por causa de la caída desde aguas arriba del azud. Por lo tanto al incrementar su velocidad el calado del flujo también disminuye lo que quiere decir que se le considera un flujo supercrítico al pie del azud. La velocidad al pie del azud se calcula mediante el criterio de la conservación de energía donde la energía aguas arriba será la misma presente aguas abajo.

$$P + H_o + {V_1}^2/2g = H_{o\,cont} + 1.1 * {V_{cont}}^2/2g$$

Se considera $1.1 * {V_{cont}}^2/2g$ para tomar en cuenta la carga de velocidad aguas abajo y las pérdidas producidas hasta ese punto. La determinación del valor de la velocidad al pie del azud se la obtiene mediante una iteración en el Programa Excel, ya que la velocidad al pie del azud $V_{cont}$ está en función del calado contraído $H_{o\,cont}$.

$$P + H_o + {V_1}^2/2g = H_{o\,cont} + 1.1 * \frac{(\frac{Q_{dis}}{B_{río} * H_{o\,cont}})^2}{2g}$$

En la expresión anterior se conoce ya el término a la izquierda, el cual define la energía aguas arriba del azud.

$$P + H_o + {V_1}^2/2g = E_{azud}$$

A su vez se conoce:

$${V_1}^2/2g = h_a$$

De esta manera se encuentra el valor de la energía en el azud vertedero:

$$E_{azud} = 7.0 + 1.52 + 0.36 = 8.884\ m$$

Finalmente, se determina el valor de $H_{o\,cont}$ de la siguiente manera:

$$H_{o\,cont} + 1.1 * \frac{\left(\frac{162.51}{40.0 * H_{o\,cont}}\right)^2}{2 * 9.81} = 8.884$$

$$H_{o\,cont} = 0.329\ m$$

El valor de $H_{o\ cont}$ es de 0.329 m, con lo que es posible obtener el valor de $V_{cont}$ mediante:

$$V_{cont} = \frac{Q_{dis}}{A_{río}} = \frac{Q_{dis}}{B_{río} * H_{o\ cont}}$$

$$V_{cont} = \frac{Q}{A} = \frac{162.51}{40 * 0.329} = 12.35\ m/s$$

La fórmula empírica está en unidades inglesas (ft/s) por lo que se realiza la conversión:

$$V_{cont} = 12.35\ m/s$$

$$V_{cont} = \frac{12.35}{0.3048} = 40.528\ ft/s$$

Reemplazando en la ecuación del radio de curvatura obtenemos:

$$R = 10^{(V_{cont}+6.4H_o+16)/(3.6H_o+64)}$$

$$R = 10^{(40.528+6.4(\frac{1.52}{0.3048})+16)/(3.6*(\frac{1.52}{0.3048})+64)}$$

$$R = 12.00\ ft$$

$$R = 3.66\ m$$

Para encontrar la longitud mínima requerida para el azud vertedero, se utilizaron criterios recomendados por Krochin, en su libro de Diseño Hidráulico. Este parámetro se lo encuentra en función de la relación $L_a/P_2$ como ya se explicó en los criterios de diseño, así, para un material del cauce del río Sardinas de 2.00, correspondiente a grava y canto rodado, se obtendrá la siguiente longitud.

$$\frac{L_a}{P_2} = 2.0$$

$$L_a = 2.0 * P_2$$

Remplazando los valores anteriormente conocidos:

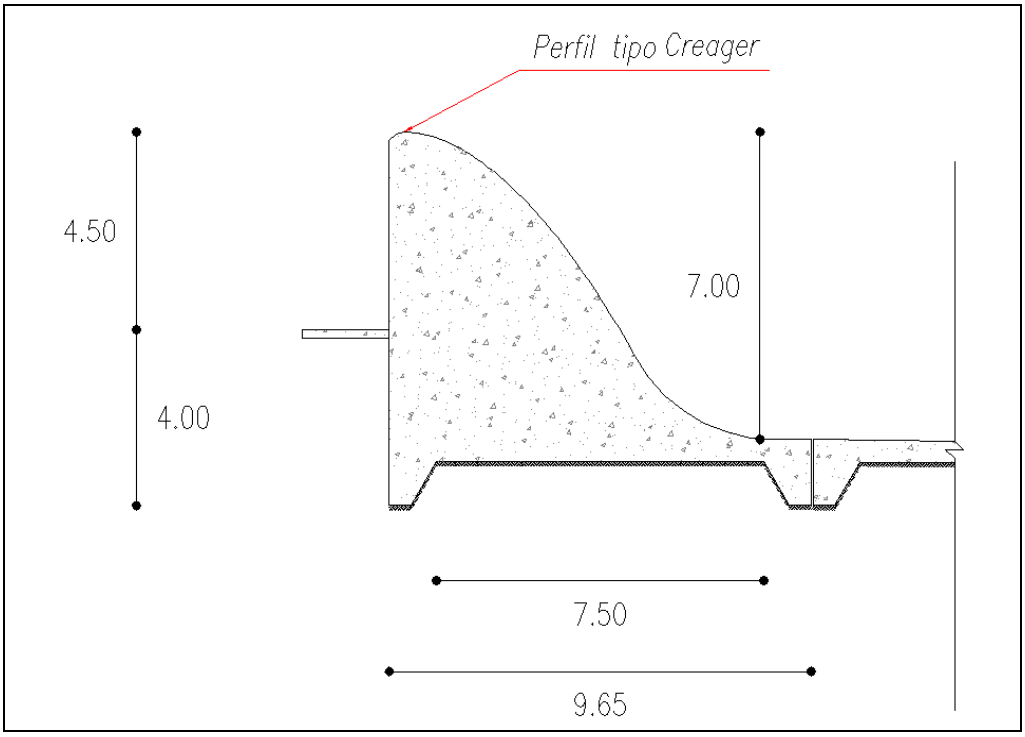
$$L_a = 2.0 * 4.5$$

$$L_a = 9\ m$$

La mínima longitud requerida para el azud vertedero será de 9 m.

Finalmente se puede dimensionar el azud vertedero, como se muestra en la Figura 3.16.:

*Figura 3.16. Perfil del azud vertedero dimensionado*

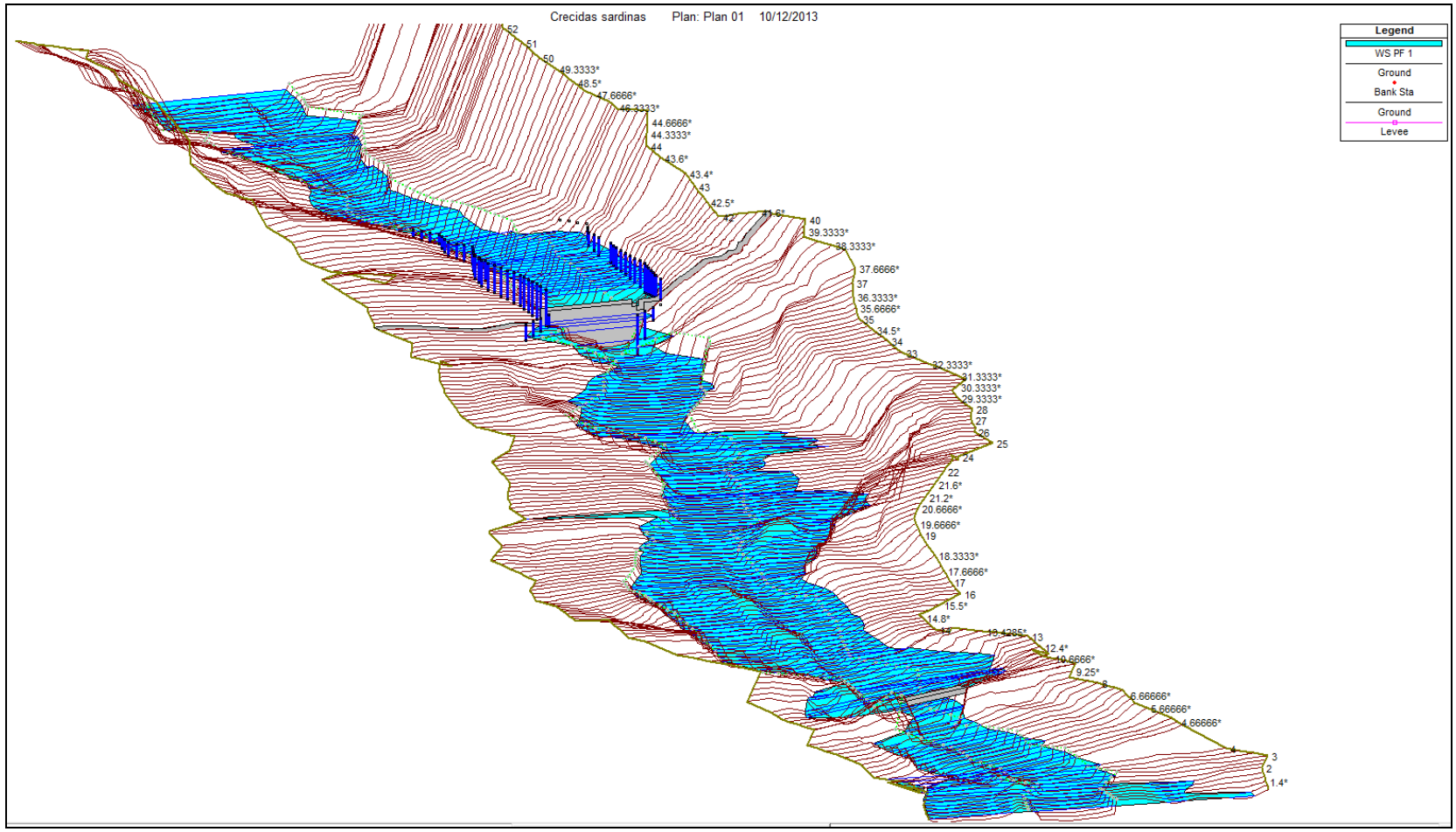



*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

#### *3.3.1.3* **Muros de protección**

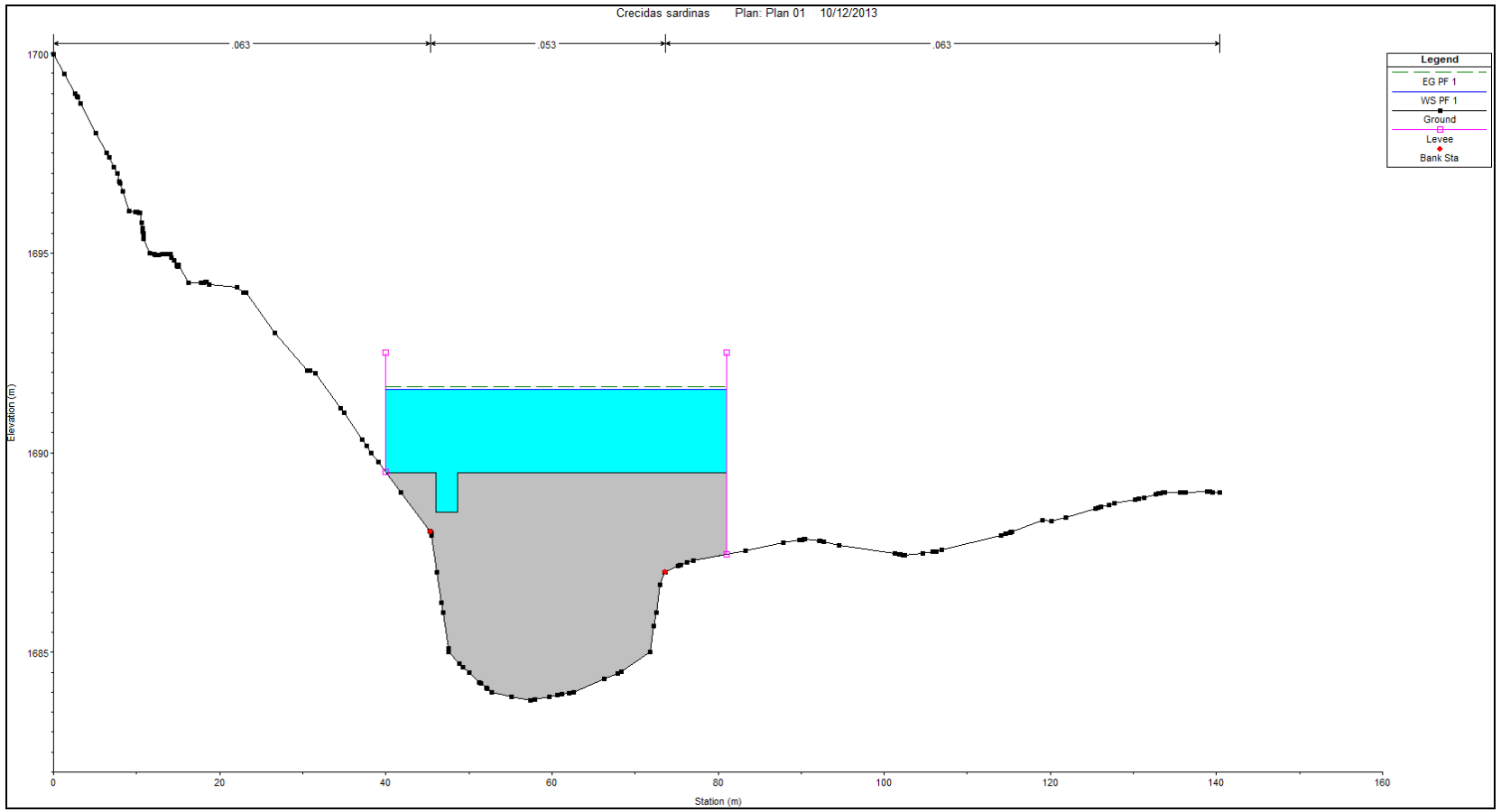
La estructura de captación debe necesariamente contar con  muros de protección de crecidas para evitar inundaciones o desbordes aguas arriba de la captación. Los muros se ubican a las márgenes izquierda y derecha de la estructura. Para determinar estos niveles se utilizó el software de modelación hidráulica HEC RAS donde los niveles de crecida fueron simulados para el Q100 y de esa manera obtener la cota necesaria para dichos muros. En las figura 3.17 y 3.18 se muestran los resultados de la modelación:

*Figura 3.17. Simulación Q100 en la zona de captación ( Panorámica)*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia-HEC RAS*

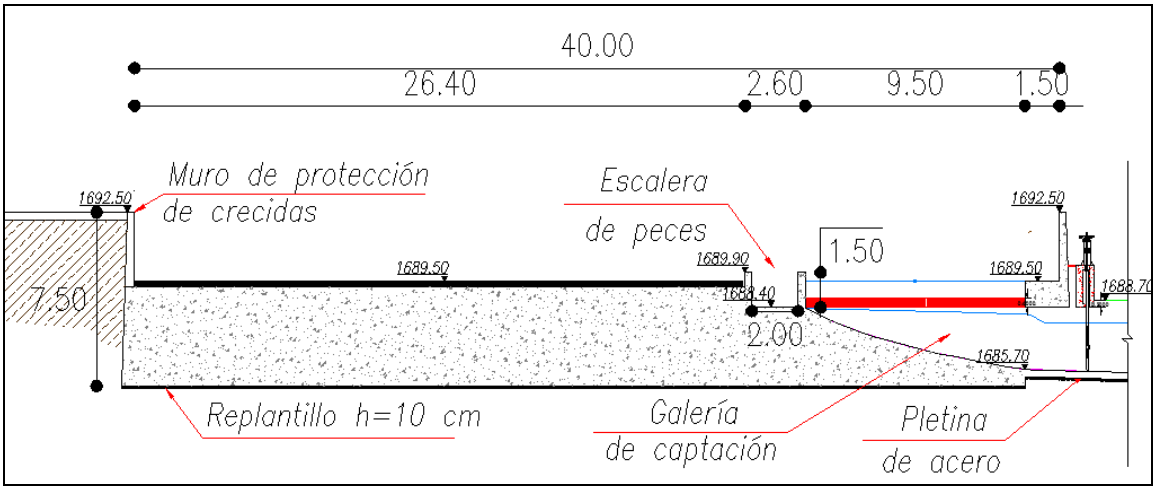
*Figura 3.18. Simulación Q100 en la zona de captación ( Sección transversal)*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia-HEC RAS*

La figura 3.19 muestra la cota final requerida para los muros de crecida en las obras de toma.

*Figura 3.19. Muros de protección en la zona de captación*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *3.3.2 Rejilla de entrada*

#### *3.3.2.1 Consideraciones de diseño*

a) Las rejillas de fondo son partes fundamentales en captaciones de tipo tirolés o caucasianas diseñadas generalmente para ríos de montaña con pendientes fuertes, como es el caso del Río Sardinas.

b) Las rejillas de fondo prohíben el ingreso a la zona de conducción de fragmentos o material de gran tamaño, en especial cuando los ríos han sufrido crecida súbita causada por precipitaciones de corta duración y que arrastran piedras.

c) La rejilla debe tener un ángulo de inclinación entre $5^{o}$ y $35^{o}$ aguas abajo.

d) El cauce del rio en donde tiene que estar ubicada la rejilla debe ser preferente recto para captar el caudal necesario con mayor facilidad y con una mínima cantidad de sedimento en suspensión.

e) La rejilla de fondo se ubica sobre una parte de la estructura de captación siendo ésta, la sección más baja del azud de cierre, lo cual obliga a que el agua de captación pase obligadamente por encima de esta sección aun para los caudales mínimos.

f) La rejilla debe estar ubicada de 20 a 50 cm como mínimo sobre el fondo del río pero generalmente en todos los casos se ubica a 80 cm por sobre el lecho del río.

g) Los barrotes de la rejilla deben ser preferentemente rectangulares colocados paralelos al flujo para facilitar su limpieza y deben estar separados de 2 a 6 cm entre ellos. No se recomiendan barrotes de sección circular porque su limpieza resulta dificultosa.

h) La rejilla se dispondrá junto a la margen lateral izquierda y permitirá de igual manera el paso de caudales de crecida del río captando lo necesario y dejando pasar por encima del azud el excedente, en dirección al cauce natural.

i) La toma por medio de rejilla de fondo permite captar caudales pequeños o mínimos asegurando a la conducción transportar el caudal para el que fue diseñado, la dificultad reside en que no se puede controlar con precisión el caudal que será captado, por lo que se asumirá, para el diseño de la rejilla, que el caudal que ingresa corresponde al Q de diseño más un 20% por efecto de la rejilla de entrada.

#### *3.3.2.2 Dimensionamiento de la rejilla*

Para el dimensionamiento de la rejilla de fondo en primer lugar se debe considerar las características del Río Sardinas. Éstas se presentan en la Tabla 3.10.:

*Tabla 3.10. Curvatura de la cresta de un azud*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Sección transversal del río Sardinas | $B_{río}$ | 40 | m |
| Pendiente del río Sardinas en el sitio de captación | i | 4.5 | % |
| Coeficiente de Manning para la sección del río Sardinas (Margen) | $n_{margen}$ | 0.063 | |
| Caudal de captación río Sardinas | $Q_{cap}$ | 8 | $m^3/s$ |
| Caudal de diseño (caudal de captación río Sardinas + 20 %) | $Q_{dis-rej}$ | 9.6 | $m^3/s$ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El coeficiente de Manning para el Rio Sardinas fue obtenido mediante la fórmula de Cowan, como se mencionó al inicio de este capítulo.

*Tabla 3.11. Coeficiente n de Manning*

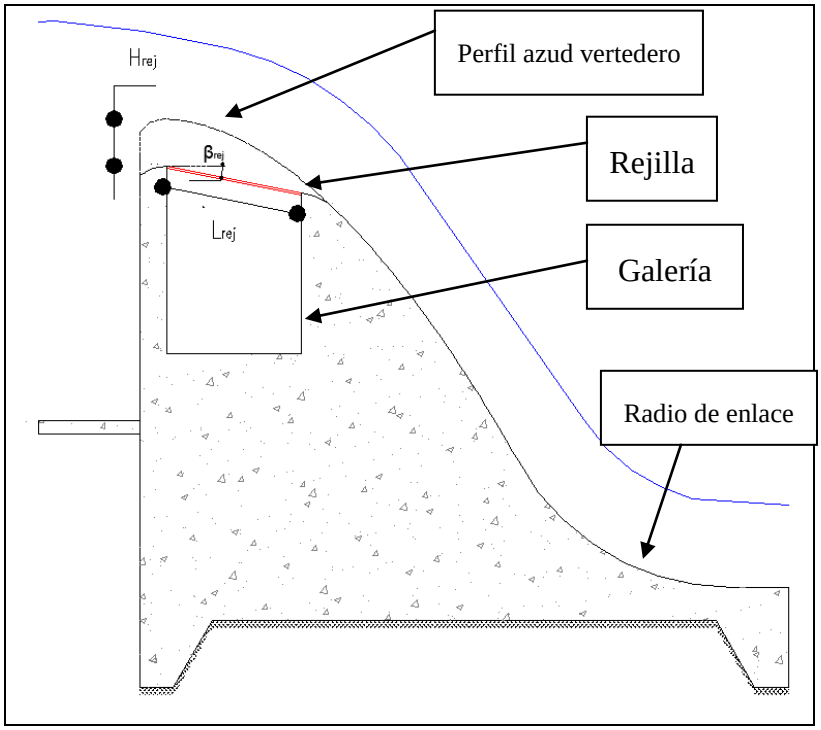
| Sección del río Sardinas | Coeficiente de Manning |
|---|---|
| Margen del cauce | 0.063 |
| Fondo del cauce | 0.053 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El caudal de diseño adoptado para el diseño de la rejilla será un 20% más que el caudal de captación, puesto que no se puede controlar con precisión el caudal entrante. Igualmente se prefiere captar un excedente al caudal de captación $Q_{cap}$ para que, en caso de periodos de crecidas, la rejilla trabaje de una manera óptima.

$$Q_{dis-rej} = Q_{cap} * 1.2$$

*Figura 3.20. Parámetros hidráulicos*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Encontrado el caudal de diseño se procede a calcular la carga de altura sobre el vertedero. Este parámetro está dado por la fórmula del caudal sobre un vertedero con carga de velocidad despreciable, cuya ecuación se presenta a continuación:

$$Q_{dis-rej} = \varepsilon_{rej} * C_{des-rej} * b_{rej} * H_{rej}^{3/2}$$

Dónde:

$Q_{dis-rej}$ = Caudal de diseño para la rejilla de captación

$C_{des-rej}$ = Coeficiente de descarga de un vertedero de pared delgada sin contracciones laterales en condiciones de descarga libre.

$b_{rej}$ = Longitud de la rejilla

$\varepsilon_{rej}$ = Coeficiente de reducción que está en función de la ecuación:

$$\varepsilon_{rej} = 0.7 + \frac{0.185}{e_{crest}/H_{crest}}$$

El coeficiente de descarga del vertedero $C_{des\text{-}rej}$ se calcula mediante la relación de $P_2/H_o{}'$ sacada del (BUREAU OF RECLAMATION, 1960). Como en nuestro caso no tenemos los datos suficientes para obtener el coeficiente $C_{rej}$ a partir del ábaco, se calculará dicho valor según la bibliografía de (SOTELO, 1997), como se explicará más adelante.

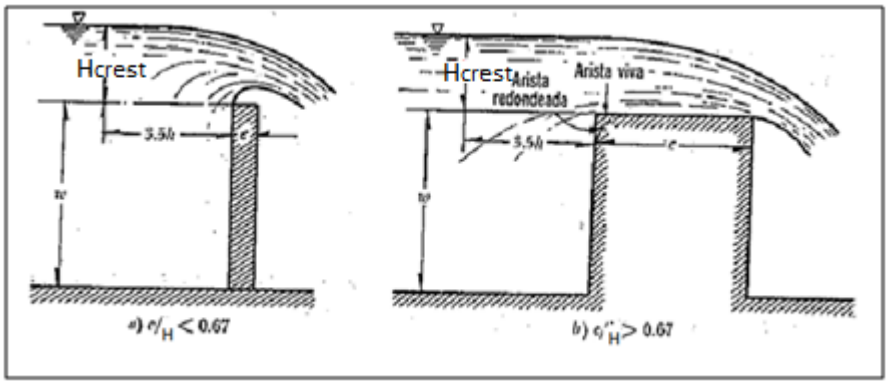
La rejilla, al estar en la parte alta del azud, da otra forma al perfil; esta forma se asemeja a un vertedero de pared ancha, los cuales se pueden evaluar de acuerdo a la relación $\frac{e_{crest}}{H_{crest}}$.

Siendo:

$e_{crest}$= El ancho de la cresta

$H_{crest}$= Carga de agua sobre el vertedero

*Figura 3.21. Relación $e_{crest}/H_{crest}$*




*Fuente: Hidráulica General Vol. 1. - Sotelo*

Como en el caso de la rejilla de fondo del Proyecto Sardinas nos asemejamos al caso b), donde la lámina vertiente se adhiere a la cresta del vertedero.

El procedimiento comúnmente aceptado para evaluarlo en el caso de que $e_{crest}/H_{crest} > 0.67$ y el vertedero sea rectangular es el de Bazin; donde se utiliza la ecuación de los vertederos rectangulares afectada por un coeficiente de reducción $\varepsilon_{rej}$ como se mencionó anteriormente:

$$Q_{dis-rej} = \varepsilon_{rej} * C_{des-rej} * b_{rej} * H_{rej}^{3/2}$$

Donde la expresión para el cálculo de $\varepsilon_{rej}$ se define con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{rej} = 0.7 + \frac{0.185}{e_{crest}/H_{crest}}$$

Y que es valida para relaciones con un valor hasta de $e_{crest}/H_{crest} = 3$.

Suponiendo una relacion de $e_{crest}/H_{crest} = 2$, tenemos que $\varepsilon_{rej} = 0.78$. El coeficiente $C_{des-rej}$ es igual a 2.21 $m^{1/2}/s$ y es valido para el paramento vertical y un caudal que pasa con una carga de agua por encima del vertedero de $H_{rej} = 1\,m$, siempre y cuando la descarga sea libre. (KROCHIN, 1986).

Haciendo uso de la ecuacion de BAZIN para vertederos rectangulares y asumiendo un ancho de rejilla de 9.5 m tenemos que la carga $H_{rej}$ sobre el vertedero será:

$$9.601 = 0.78 * 2.21 * 9.50 * H_{rej}^{3/2}$$

$$H_{rej} = 0.71\,m$$

Con la carga sobre el vertedero ya determinada podemos calcular la carga $H_{o\text{-}rej}$, la cual representa el nivel mínimo de aguas que debe pasar por la rejilla en época de estiaje. Esta altura considera la carga de velocidad, la cual se obtiene simplemente calculando la velocidad aguas arriba del vertedero mediante la fórmula de flujo constante:

$$V_{rej} = Q_{dis-rej} / \left(H_{rej} * B_{río}\right)$$

$$V_{rej} = 9.60 / \left(0.71 * 40.0\right)$$

$$V_{rej} = 0.34\ m/s$$

Una vez calculada la velocidad en la rejilla de captación, se encuentra la carga $H_{o\text{-}rej}$:

$$H_{o-rej} = 0.707 + \frac{V_{rej}^{\ 2}}{2g}$$

$$H_{o-rej} = 0.707 + \frac{0.34^2}{2 * 9.81}$$

$$H_{o-rej} = 0.71\ m$$

Según Bakhmeteff y Boussinesq la entrada de agua a la rejilla ocurre con calado crítico (calado que hace la mínima energía específica del flujo) es entonces que ésta se le determina por medio de la expresión:

$$h_{o-rej-crít} = \frac{2}{3} * H_{o-rej}$$

A su vez el calado crítico es afectado por un coeficiente de inclinación, que básicamente es en función de la inclinación de la rejilla. Ese coeficiente $x_{rej}$ en función del ángulo de inclinación de la rejilla ($\beta_{rej}$=12°) se puede obtener mediante valores tabulados (ORTIZ, 2011) como se ve en la Tabla 3.12.:

*Tabla 3.12. Valores de coeficiente $x_{rej}$*

| $\beta_{rej}$ | 0 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $x_{rej}$ | 1.000 | 0.980 | 0.961 | 0.944 | 0.927 | 0.910 | 0.894 |
| $\beta_{rej}$ | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 |
| $x_{rej}$ | 0.879 | 0.865 | 0.851 | 0.837 | 0.852 | 0.812 | 0.800 |

*Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas- Construcción paso a paso - Ortiz, R.*

El valor de $h_{o\text{-}rej\text{-}crít}$ queda finalmente corregido por las consideraciones anteriormente notadas y se la denomina como la altura inicial del agua $h_{rej}$.

$$h_{rej} = \frac{2}{3} * x_{rej} * H_{o-rej}$$

$$h_{rej} = \frac{2}{3} * 0.894 * 0.71$$

$$h_{rej} = 0.42\ m$$

El caudal de la rejilla en función de sus dimensiones en largo y ancho se puede calcular mediante la fórmula (ORTIZ, 2011):

$$Q_{dis-rej} = \frac{2}{3} * C_{rej} * \mu_{rej} * b_{rej} * L_{rej} * \sqrt{2 * g * h_{rej}}$$

Dónde:

$Q_{dis-rej}$=caudal de diseño para la rejilla de captación

$C_{rej}$=coeficiente de contracción de la rejilla

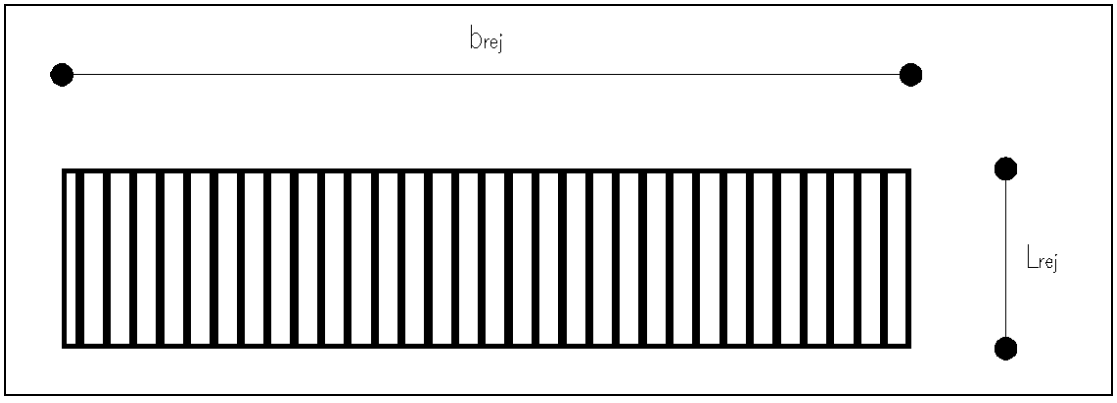
$\mu_{rej}$= coeficiente de derrame de la rejilla de captación, según el tipo de barrote

$b_{rej}$= longitud de la rejilla

$L_{rej}$= ancho de la rejilla

$h_{rej}$= altura al inicio de la rejilla

*Figura 3.22. Esquema en planta de la rejilla de captación*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El coeficiente de contracción de la rejilla $C_{rej}$ depende de la abertura (espaciamiento libre) entre las barras de la rejilla, de la distancia entre ejes de las barras (m) y del

ángulo de inclinación de la rejilla; se lo calcula mediante la siguiente expresión según Frank:

$$C_{rej} = 0.6 * \left(\frac{a_{rej}}{d_{rej}}\right) * (\cos\beta_{rej})^{3/2}$$

El coeficiente de derrame de la rejilla μ depende de las características de la rejilla y del material de construcción. Generalmente se usan barrotes de acero rectangulares puesto que se facilita la limpieza.

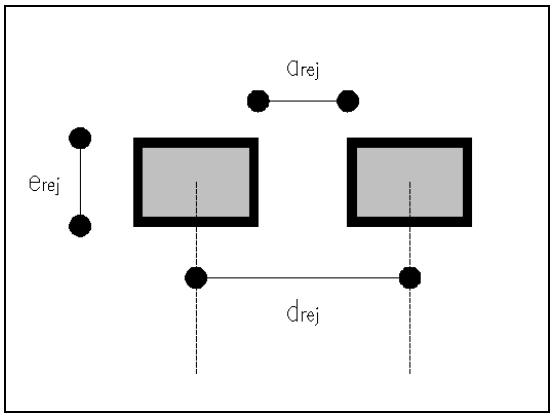
Según el libro de PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS (ORTIZ, 2011) se recomienda los valores del coeficiente de derrame de la rejilla $\mu_{rej}$ de 0.68-0.85 para barrotes rectangulares.

En este caso por experiencia y uso, en diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas en el país se acogió un valor de $\mu_{rej}$ proveniente del libro de (ORTIZ, 2011) de 0,68 aunque también se puede utilizar la expresión dictada por NOSEDA la cual es:

$$\mu_{rej} = 0.66 * \left(\frac{a_{rej}}{d_{rej}}\right)^{-0.16} * \left(\frac{d_{rej}}{a_{rej}}\right)^{0.13}$$

Dónde los valores de $a_{rej}$ y $d_{rej}$ se encuentran representados en la Figura 3.23.:

*Figura 3.23. Esquema en planta de la rejilla de captación*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

La abertura entre barras $a_{rej}$ de la rejilla puede ser escogido a partir del espesor de la reja. Según (ORTIZ, 2011) se mencionan 3 tipos de rejas: gruesas, comunes y finas, que usualmente se pueden escoger según el criterio de carga sobre la rejilla o cantidad de caudal captado.

En el caso de Sardinas, la reja escogida es del tipo común por la cantidad de caudal captado por la rejilla de fondo (9.60 $m^3/s$).

*Tabla 3.13. Tipos, aberturas y espesores de la rejilla*

| Rejas | Espesor (pulg) | Abertura (cm) |
|---|---|---|
| Rejas gruesas | 1 1/2 | 4 a 10 |
| Rejas comunes | 3/4 a 1 1/2 | 2 a 4 |
| Rejas finas | 3/8 a 3/4 | 1 a 2 |

*Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas- Construcción paso a paso - Ortiz, R.+*

El espesor del barrote $e_{rej}$ para la rejilla de Sardinas se escogió de 1 pulgada o 2.54 cm. La abertura se tomo como mínima la indicada en las Normas, bases y diseños de Criterio Hidráulico utilizadas en la Consultora ASTEC, 5 cm.

A partir de la fórmula anteriormente indicada para el cálculo de caudal que pasa por una rejilla, se puede obtener el área de rejilla necesaria para satisfacer los requerimientos de captación del Proyeco Sardinas.

$$\frac{9.60}{\frac{2}{3} * 0.38 * 0.68 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.42}} = 19.06\ m^2 = A_{req}$$

### *3.3.2.3 Resumen de resultados*

En la Tabla 3.14. se pueden ver un resumen de la geometría que debe tener la rejilla de captación para el proyecto Sardinas:

*Tabla 3.14. Resumen de resultados*

| Resultados | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Área requerida | $A_{req}$ | 19.06 | $m^2$ |
| Ancho de la rejilla | $b_{rej}$ | 9.5 | m |
| Largo de la rejilla | $L_{rej}$ | 2.0 | m |
| Caudal captado en función de dimensiones determinadas | $Q_{cap}$ | 9.60 | $m^3/s$ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Para el area requerida $A_{rej}$ de 19.06 $m^2$ y con el ancho $b_{rej}$ de la rejilla asumido anteriormente, podemos calcular el largo de la rejilla $L_{rej}$.

$$\frac{A_{rej}}{b_{rej}} = L_{rej}$$

$$L_{rej} = 2.00\ m$$

$$L_{rej}\ constructiva = 2.00\ m$$

Se adoptó un largo $L_{rej}$ de rejilla 2.0 m por facilidad constructiva. El área de rejilla calculada ( 9.50 m X 2.00 m) nos permite captar 9.60 $m^3/s$, lo que se tenía previsto previo al diseño.

### *3.3.2 Galería de captación*

#### *3.3.2.1 Consideraciones de diseño*

a) La galería de captación tiene su inicio justo por debajo de la toma de rejilla de fondo. Es un tramo ubicado entre la rejilla de fondo y el desripiador que se caracteriza por poseer un flujo con caudal variable en ruta o variable en la dirección del flujo hacia el desripiador.

b) Para determinar los perfiles del fondo de la galería y de la lámina superior de agua a lo largo de la galería se utiliza el método de Zamarin, que considera la división de la longitud total "$b_{gal}$" de la galería en partes iguales y el caudal en cada sección.

$$Q_{igal} = \frac{Q_{dis-rej}}{b_{rej}} * i_{gal}$$

c) La galería de captación debe asegurar el arrastre de todas las piedras y arenas que ingresen por la rejilla de toma por lo que se debe asegurar una velocidad mínima a lo largo de la estructura de ingreso de 1 m/s y de llegada al final de la galería de 2 m/s.

d) La energía de flujo que ingresa a la galería se supone que se disipa en la masa de agua que llena la galería por ello el movimiento se produce únicamente por acción de la gradiente hidráulica que existe dentro de la galería.

e) La gradiente hidráulica se obtiene mediante la ecuación de Manning para el cálculo de la velocidad del flujo dentro de canales:

$$J_{igal} = \frac{{V_{igal}}^2 * {n_{gal}}^2}{{Rh_{igal}}^{4/3}}$$

f) Los valores dentro de la galería deben tener valores altos de $n_{gal}$ de Manning (entre 0.035 a 0.045) para asegurar las pérdidas adicionales que se producen a lo largo de la estructura por acción del flujo turbulento que hay dentro de ella.

g) El perfil del fondo de la galería se calculará simplemente restando de la cota del eje de referencia (en este caso la cota de la rejilla de captación) la suma, del calado hidráulico, las perdidas y la carga de velocidad hasta el punto donde termina la galería.

h) El perfil del flujo del agua se determina gráficamente restando la carga de velocidad en cada una de las secciones desde su eje de referencia.

#### *3.4.2.2 Dimensionamiento de la galería de captación*

Para el dimensionamiento de la galería de captación se debe considerar el caudal que ingresa por la rejilla de fondo, el cuál será el caudal de diseño ($Q_{dis\text{-}rej}$).

Los datos que se muestran a continuación vienen del diseño de la rejilla que se desarrolló anteriormente, y son fundamentales para el diseño de la galería.

*Tabla 3.15. Datos generales*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal que ingresa por la rejilla | $Q_{dis-rej}$ | 9.60 | $m^3/s$ |
| Coeficiente de Manning adoptado para la galería | $n_{gal}$ | 0.045 | |
| Largo de la rejilla | $b_{rej}$ | 9.5 | m |
| Ancho de la rejilla | $L_{rej}$ | 2.0 | m |
| Ángulo de inclinación de la rejilla | $\beta_{rej}$ | 12 | ° |
| Base de la galería | $b_{gal}$ | 1.96 | m |
| Base de galería adoptado constructivamente | $b_{gal}$ | 2.00 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Como se explicó en las consideraciones de diseño, la longitud $b_{rej}$ de la rejilla se divide en partes iguales de 0.50 m en abscisa. El método de ZAMARIN permite calcular el caudal y la velocidad en cada punto puesto que se considera un flujo con caudal variable dentro de la galería de captación y de esta manera obtener las pérdidas por fricción en cada punto.

Una forma de entender con mayor facilidad el proceso de cálculo es mediante la ecuación de Bernoulli, considerando la altura de la primera pared de la rejilla como un eje de referencia constante ($Z_{gal}$) y en base a esto, encontrar el perfil del fondo de la galería.

$$Z_{gal} = Z_{igal} + d_{igal} + ({V_{igal}}^2/2g)i + hf_{igal}$$

$$Z_{igal} = Z_{gal} - d_{igal} - ({V_{igal}}^2/2g)i - hf_{igal}$$

Dónde:

$Z_{gal}$ = Eje de referencia constante

$Z_{igal}$ =Altura del fondo de la galería en cada sección medida desde el eje de referencia.

$d_{igal}$= Energía hidráulica o calado hidráulico en casa sección

$(V_{igal}{}^2/2g)i$= Energía cinética del fluido en cada sección

$hf_{igal}$ =Pérdidas por fricción en cada sección

El caudal en cada punto se determina el caudal correspondiente, mediante la expresión:

$$Q_{igal} = \frac{Q_{dis-rej}}{b_{gal}} * i_{gal}$$

Siendo $i_{gal}$ la distancia en el eje horizontal, medida a lo largo de la galería.

Igualmente la velocidad en cada punto de la galería se determina mediante la fórmula.

$$V_{igal} = \frac{V_{fgal} - V_{ogal}}{b_{rej}} * i_{gal} + V_{ogal}$$

Siendo $V_{fgal} = 2\ m/s$ y $V_{ogal} = 1\ m/s$, asegurando de esta manera un flujo suficientemente rápido para el arrastre de piedras y arena dentro de la galería.

El área que ocupa el fluido en cada sección se obtiene mediante la relación caudal-velocidad, obteniendo el calado, y conociendo de antemano el ancho de la solera de la galería $b_{gal}$.

$$\frac{A_{igal}}{b_{gal}} = d_{igal}$$

Siendo:

$d_{igal}$ = Calado de agua en cada sección

Como el movimiento dentro de la galería se produce a causa de la gradiente hidráulica, ésta se la puede obtener mediante la ecuación de Manning para el cálculo de la velocidad de un flujo uniforme, con aplicación en canales:

$$J_{igal} = \frac{V_{igal}^{\ 2} * n_{gal}^{\ 2}}{Rh_{igal}^{\ 4/3}}$$

Como ya se explicó en las consideraciones de diseño, los valores de $n_{gal}$ de Manning deben ser elevados, la recomendación dada corresponde a valor de 0.045 (KROCHIN, 1986).

Los cálculos de las perdidas por fricción y por velocidad se los realizaron mediante una hoja de cálculo, como se muestra en la Tabla 3.16.:

*Tabla 3.16. Pérdidas por efecto de fricción y velocidad*

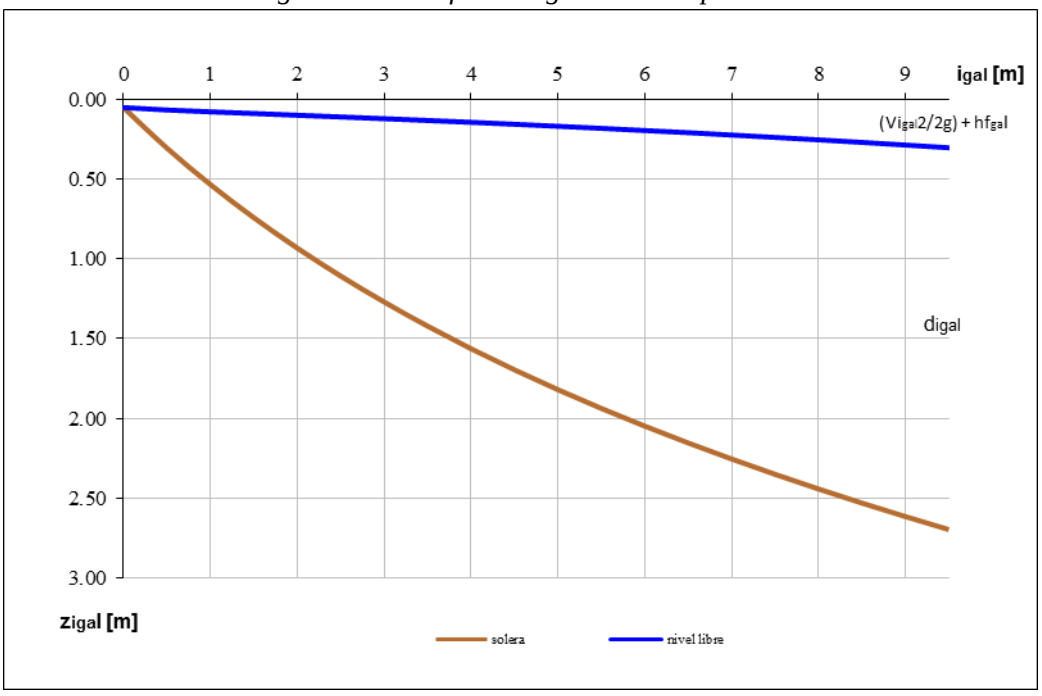
| **Abscisa $i_{gal}$** | **$Q_{igal}$** | **$V_{igal}$** | **$A_{igal}=Q_{igal}/V_{igal}$** | **$d_{igal}=A_{xgal}/B_{gal}$** | **Perímetro Mojado** | **Radio Hidráulico $Rh_{igal}$** | **$Rh_{igal}$^(2/3)** | **Gradiente $J_{igal}$** | **$hf_{gal}$** | **$hf_{acum}$** | **$V_{igal}^2/2g$** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.000 | 1.000 | 0.000 | 0.000 | 2.000 | 0.000 | 0.000 | | | | 0.0510 |
| 0.50 | 0.505 | 1.053 | 0.480 | 0.240 | 2.480 | 0.194 | 0.335 | 0.0200 | 0.0101 | 0.0101 | 0.0565 |
| 1.00 | 1.011 | 1.105 | 0.914 | 0.457 | 2.914 | 0.314 | 0.462 | 0.0116 | 0.0059 | 0.0160 | 0.0623 |
| 1.50 | 1.516 | 1.158 | 1.309 | 0.655 | 3.309 | 0.396 | 0.539 | 0.0093 | 0.0047 | 0.0207 | 0.0684 |
| 2.00 | 2.021 | 1.211 | 1.670 | 0.835 | 3.670 | 0.455 | 0.592 | 0.0085 | 0.0043 | 0.0250 | 0.0748 |
| 2.50 | 2.526 | 1.263 | 2.000 | 1.000 | 4.000 | 0.500 | 0.630 | 0.0081 | 0.0041 | 0.0291 | 0.0814 |
| 3.00 | 3.032 | 1.316 | 2.304 | 1.152 | 4.304 | 0.535 | 0.659 | 0.0081 | 0.0041 | 0.0332 | 0.0883 |
| 3.50 | 3.537 | 1.368 | 2.585 | 1.292 | 4.585 | 0.564 | 0.682 | 0.0081 | 0.0041 | 0.0373 | 0.0955 |
| 4.00 | 4.042 | 1.421 | 2.844 | 1.422 | 4.844 | 0.587 | 0.701 | 0.0083 | 0.0042 | 0.0415 | 0.1030 |
| 4.50 | 4.547 | 1.474 | 3.086 | 1.543 | 5.086 | 0.607 | 0.717 | 0.0086 | 0.0043 | 0.0458 | 0.1108 |
| 5.00 | 5.053 | 1.526 | 3.310 | 1.655 | 5.310 | 0.623 | 0.730 | 0.0089 | 0.0045 | 0.0503 | 0.1189 |
| 5.50 | 5.558 | 1.579 | 3.520 | 1.760 | 5.520 | 0.638 | 0.741 | 0.0092 | 0.0046 | 0.0550 | 0.1272 |
| 6.00 | 6.063 | 1.632 | 3.716 | 1.858 | 5.716 | 0.650 | 0.750 | 0.0096 | 0.0048 | 0.0598 | 0.1358 |
| 6.50 | 6.568 | 1.684 | 3.900 | 1.950 | 5.900 | 0.661 | 0.759 | 0.0100 | 0.0050 | 0.0648 | 0.1447 |
| 7.00 | 7.074 | 1.737 | 4.073 | 2.036 | 6.073 | 0.671 | 0.766 | 0.0104 | 0.0053 | 0.0701 | 0.1539 |
| 7.50 | 7.579 | 1.789 | 4.235 | 2.118 | 6.235 | 0.679 | 0.773 | 0.0109 | 0.0055 | 0.0756 | 0.1634 |
| 8.00 | 8.084 | 1.842 | 4.389 | 2.194 | 6.389 | 0.687 | 0.779 | 0.0113 | 0.0057 | 0.0813 | 0.1731 |
| 8.50 | 8.589 | 1.895 | 4.533 | 2.267 | 6.533 | 0.694 | 0.784 | 0.0118 | 0.0060 | 0.0873 | 0.1832 |
| 9.00 | 9.095 | 1.947 | 4.670 | 2.335 | 6.670 | 0.700 | 0.788 | 0.0124 | 0.0062 | 0.0935 | 0.1935 |
| 9.50 | 9.600 | 2.000 | 4.800 | 2.400 | 6.800 | 0.706 | 0.793 | 0.0129 | 0.0065 | 0.1000 | 0.2041 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El perfil de fondo se calculará simplemente restando de la cota del eje de referencia (en este caso la cota de la rejilla de captación) la suma del calado hidráulico, las perdidas y la carga de velocidad hasta el punto donde termina la galería.

El perfil del flujo del agua se determina gráficamente restando la sumatoria de la carga de velocidad y las perdidas en cada una de las secciones, desde el eje de referencia anteriormente explicado, como se nota en la Figura 3.24.:

*Figura 3.24. Perfil de la galería de captación*



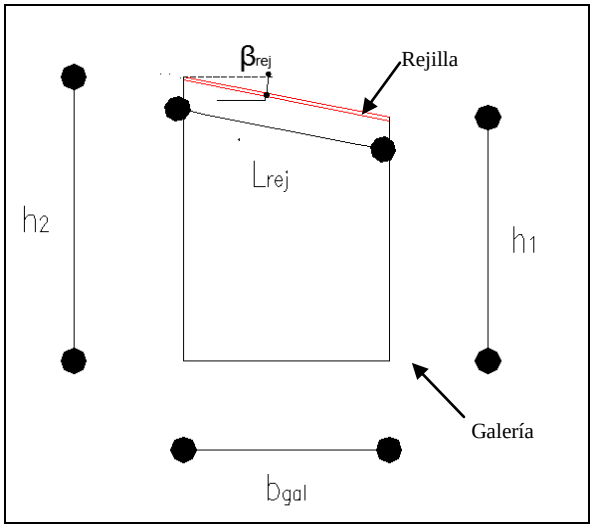

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Tabla 3.17. Coordenadas del perfil de la galería de captación*

| Abscisa $i_{gal}$ | $d_{igal}+hf_{gal}+(V_{igal}^2/2g)$ | $(V_{igal}^2/2g) + hf_{gal}$ |
|---|---|---|
| 0.00 | 0.05 | 0.05 |
| 0.50 | 0.31 | 0.07 |
| 1.00 | 0.54 | 0.08 |
| 1.50 | 0.74 | 0.09 |
| 2.00 | 0.93 | 0.10 |
| 2.50 | 1.11 | 0.11 |
| 3.00 | 1.27 | 0.12 |
| 3.50 | 1.43 | 0.13 |
| 4.00 | 1.57 | 0.14 |
| 4.50 | 1.70 | 0.16 |
| 5.00 | 1.82 | 0.17 |
| 5.50 | 1.94 | 0.18 |
| 6.00 | 2.05 | 0.20 |
| 6.50 | 2.16 | 0.21 |
| 7.00 | 2.26 | 0.22 |
| 7.50 | 2.36 | 0.24 |
| 8.00 | 2.45 | 0.25 |
| 8.50 | 2.54 | 0.27 |
| 9.00 | 2.62 | 0.29 |
| 9.50 | 2.70 | 0.30 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Figura 3.25. Parámetros hidráulicos de la galería de captación*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

$$h_1 = 2.70 - 0.30 = 2.39$$

$$h_1\ constructiva = 2.40\ m$$

La segunda pared es más alta y se obtiene:

$$h_2 = h_1 + \text{Seno}\,\beta_{rej} * L_{rej}$$

Siendo $L_{rej}$ la longitud real de la rejilla y $\beta_{rej}$ el ángulo de la rejilla con la horizontal.

Resolviendo obtenemos:

$$h_2 = 2.40 + \text{Seno}\,12 * 2.00 = 2.82\ m$$

$$h_2\ constructiva = 2.80\ m$$

### *3.3.3 Desripiador*

#### *3.3.3.1 Consideraciones de diseño*

a) Para detener las piedras que lograron pasar desde la rejilla de fondo hacia la galería de captación (aproximadamente hasta 5 cm de diámetro), se dispone de una cámara llamada desripiador.

b) Las piedras que ingresan a dicha cámara deben ser sedimentadas con el objetivo de prevenir su ingreso a la conducción.

c) La velocidad en el desripiador debe ser relativamente baja y el paso del agua hacia la zona del desarenador se la debe hacer por medio de un vertedero sumergido.

d) El ancho del desripiador se lo establece como el de una transición que une los anchos de la galería de captación y del desarenador.

e) La limpieza de los sedimentos depositados en el fondo del desripiador se la realiza mediante una compuerta con su respectivo canal, que lleva los sedimentos hacia el río Sardinas, aguas abajo del azud.

f) El canal debe tener una pendiente fuerte entre 2 % y 3 % para asegurar el arrastre de las piedras.

g) El proceso constructivo generalmente procura eliminar todo ángulo recto, y unir las paredes mediante curvas que converjan hacia la compuerta de limpieza, de esta manera las piedras y los sedimentos de gran tamaño no se queden en las esquinas de la estructura.

h) La velocidad de flujo a lo largo del canal de limpieza no debe ser menor a los 2 m/s para asegurar el arrastre de las piedras grandes que se hayan podido depositar.

i) Estructuralmente, el vertedero sumergido al final del desripiador no debe ser muy alto puesto que resultaría en la construcción de una base excesivamente ancha para soportar la carga lateral del agua, lo que no es económicamente conveniente.

j) El vertedero sumergido debe asegurar la cota de agua calculada en el desarenador. Con este propósito se debe diseñar el vertedero mediante la fórmula de un vertedero sumergido según (SOTELO, 1997):

$$Q_{dis-rej} = \varepsilon_d * C_{od} * b_{des} * h_d^{3/2}$$

Dónde:

$\varepsilon_d$ = Coeficiente de sumergencia

$Q_{dis-rej}$= Caudal de captación

$C_{od}$= coeficiente de descarga para un vertedero sumergido

$b_{des}$= ancho del desarenador

$h_d$= Carga de agua, aguas arriba del vertedero sumergido

k) La velocidad del flujo, al pasar por el vertedero, debe ser baja para evitar que los sedimentos previamente depositados en el fondo de la cámara se levanten y pasen a la conducción.

l) Se dispone de un vertedero de excesos a un costado de la cámara para evacuar el agua que ingrese en exceso al desripiador, la cual se dirige directamente al canal de limpieza. Este vertedero se lo diseña con los 2/3 del Caudal de captación para optimizar su funcionamiento (KROCHIN, 1986).

$$Q_{dis-rej} = C * M * b_{vert-exc} * h_{vert-exc}^{3/2}$$

Dónde:

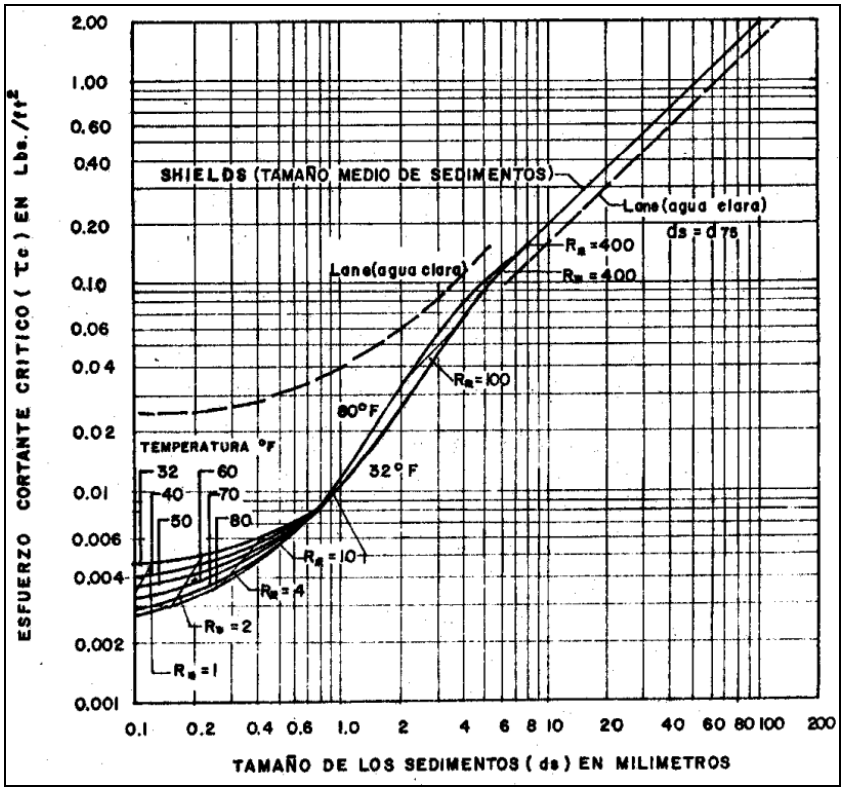
$Q_{dis-rej}$=Caudal de captación

$C$= Coeficiente C que determina la contracción del chorro una vez que pasa sobre el vertedero

$M$= Coeficiente dimensional de descarga del vertedero

m) La velocidad y el completo arrastre de las partículas a lo largo del canal de lavado se lo analiza mediante el esfuerzo cortante crítico y el diámetro de partícula a ser arrastrado, con ayuda del Diagrama de Shields.

*Figura 3.26. Variación del esfuerzo cortante crítico con el tamaño de los sedimentos (Shields)*




*Fuente: Universidad de Piura, Biblioteca Central- Web: http://www.biblioteca.udep.edu.pe /bibvirudep/tesis/pdf/1_132_183_85_1202.pdf*

n) El desripiador, al ser una cámara que almacena un gran volumen de agua y sedimentos, requiere una compuerta que servirá para su evacuación. Se calculará el tiempo de vaciado con el mismo procedimiento que se utilizó para el proceso de limpieza del desarenador, mediante la fórmula de un orificio (SOTELO, 1997).

$$Q_{d-lav} = C_d * A_{orif} * \sqrt{2 * g * h_{d-comp-limp}}$$

Dónde:

$Q_{d-lav}$ =Cauda de lavado

$C_d$ = Coeficiente de descarga del orificio

$A_{orif}$ = Área del orificio.

$h_{d-comp-limp}$ = Altura del orificio (apertura de la compuerta de limpieza).

### 3.3.3.2 *Dimensionamiento del desripiador*

En la Tabla 3.18. se presentan los datos generales necesarios para el dimensionamiento del desripiador.

*Tabla 3.18. Datos generales para dimensionamiento del desripiador*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal de captación | $Q_{dis-rej}$ | 9.60 | $m^3/s$ |
| Ancho de la galería de captación | $b_{gal}$ | 2.00 | m |
| Ancho del desarenador | $b_{des}$ | 12.00 | m/s |
| Pendiente del desripiador | $i_d$ | 0.03 | m/m |
| Longitud del desripiador | $L_d$ | 44.00 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El caudal de diseño $Q_{dis-rej}$ corresponde al caudal de captación de la rejilla, el ancho de la galería de captación de 2.00 m será el inicio del desripiador mientras que el ancho del desarenador de 12.00 m marcará su sección final.

La pendiente del desripiador adoptada será del 3%, considerada de alto rango para asegurar el arrastre de los sedimentos en el fondo del mismo.

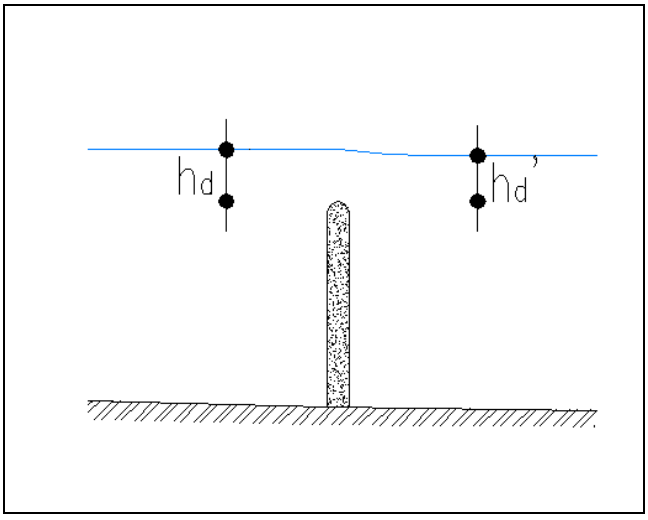
La longitud del desripiador se asume de 44 m para mantener la ubicación del desarenador en su posición actual, por efecto de tener la pendiente del canal de descarga de la cámara desarenadora con la velocidad adecuada para permitir el arrastre de sus sedimentos.

*3.3.3.2.1 Dimensionamiento del vertedero sumergido*

Como se mencionó en los criterios de diseño, el vertedero sumergido que marca el final del desripiador e inicio del desarenador, debe mantener la misma cota aguas abajo del mismo con respecto a la calculada en el desarenador.

La Figura 3.27 nos muestra un esquema de los parámetros requeridos para el dimensionamiento del vertedero sumergido.

*Figura 3.27. Parámetros de cálculo para el vertedero sumergido*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

La carga $h_d$' representa la altura aguas abajo, medida sobre el vertedero y, como se mencionó anteriormente, corresponde a un parámetro previamente calculado en el desarenador.

$$h_d{}' = 0.60\ m$$

La carga de agua $h_d$ será asumida, notando que el flujo desciende levemente una vez pasa por el vertedero. Una vez realizado el cálculo se comprobará si la carga H es la adecuada para mantener el valor $h_d$' de 0.60 m.

$$h_d = 0.67\ m$$

A continuación se pasa a determinar el valor del coeficiente de sumergencia $\varepsilon_d$ en función de parámetros ya conocidos, con la siguiente ecuación definida en los criterios de diseño:

$$Q_{dis-rej} = \varepsilon_d * C_{od} * b_{des} * h_d{}^{3/2}$$

Donde el coeficiente Co recomendado es 2 (KROCHIN, 1986).

Reemplazando en la ecuación obtendremos:

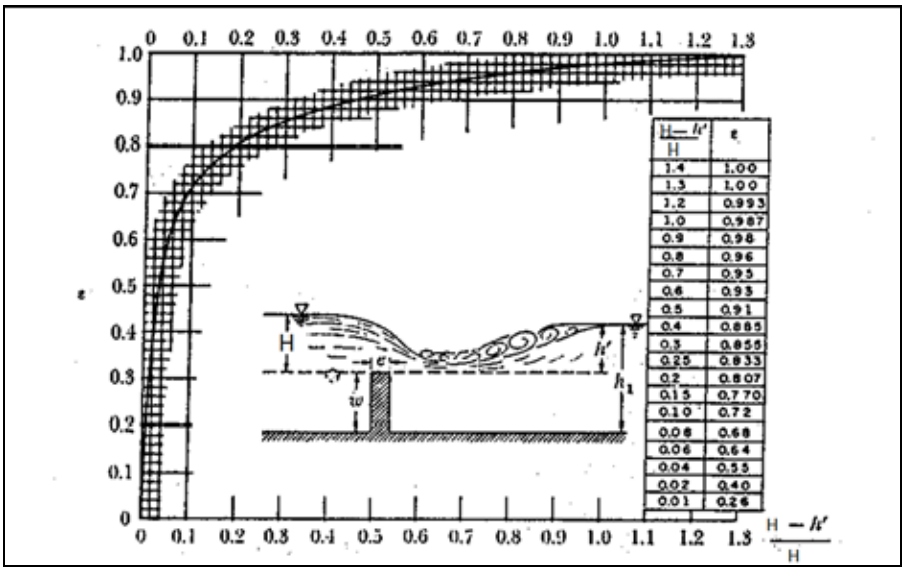
$$9.60 = \varepsilon_d * 2.00 * 12.00 * 0.67^{3/2}$$

$$\varepsilon_d = 0.73$$

Se debe comprobar que el valor de la carga $h_d$ mantenga $h_d{}'$ de 0.60 m en función del valor de e.

Esto se lo realizará usando la relación $\frac{h_d - h_d{}'}{h_d}$ recomendada por F. Domínguez (1959).

*Figura 3.28. Coeficientes $\varepsilon_d$ para vertederos de pared gruesa con descarga ahogada, según F. Domínguez (1959)*




*Fuente: Sotelo, G.- Hidráulica general Vol. 1*

Usando la Figura 3.25, ingresamos al ábaco con el valor de $\varepsilon_d = 0.73$ con lo que encontramos la siguiente relación:

$$\frac{h_d - h_d{}'}{h_d} = 0.11$$

Si despejamos el valor de h' de la relación anterior, conociendo el valor de H=0.68 m obtendremos:

$$h_d{}' = h_d - 0.11h_d = 0.67 - (0.11 * 0.67) = 0.60\ m$$

De esta manera comprobamos que el correcto dimensionamiento del vertedero sumergido.

*3.3.3.2.2 Canal de limpieza*

Como se mencionó en los criterios de diseño, el canal de limpieza permitirá desalojar los sedimentos depositados en el fondo del desripiador, por lo que es necesario determinar la velocidad de arrastre de las partículas que pasen por el mismo en función de sus dimensiones, pendiente y calado del canal.

Primeramente, se debe comprobar el arrastre para la situación más crítica que sufrirá esta estructura, es decir, cuando deba evacuar un caudal igual al presente en el desripiador.

$$Caudal\ a\ evacuar = Q_{dis-rej} = 9.60\ {}^{m^3}/_{S}$$

Asumimos dimensiones para el canal de limpieza, como se muestra en el Cuadro 3.19.:

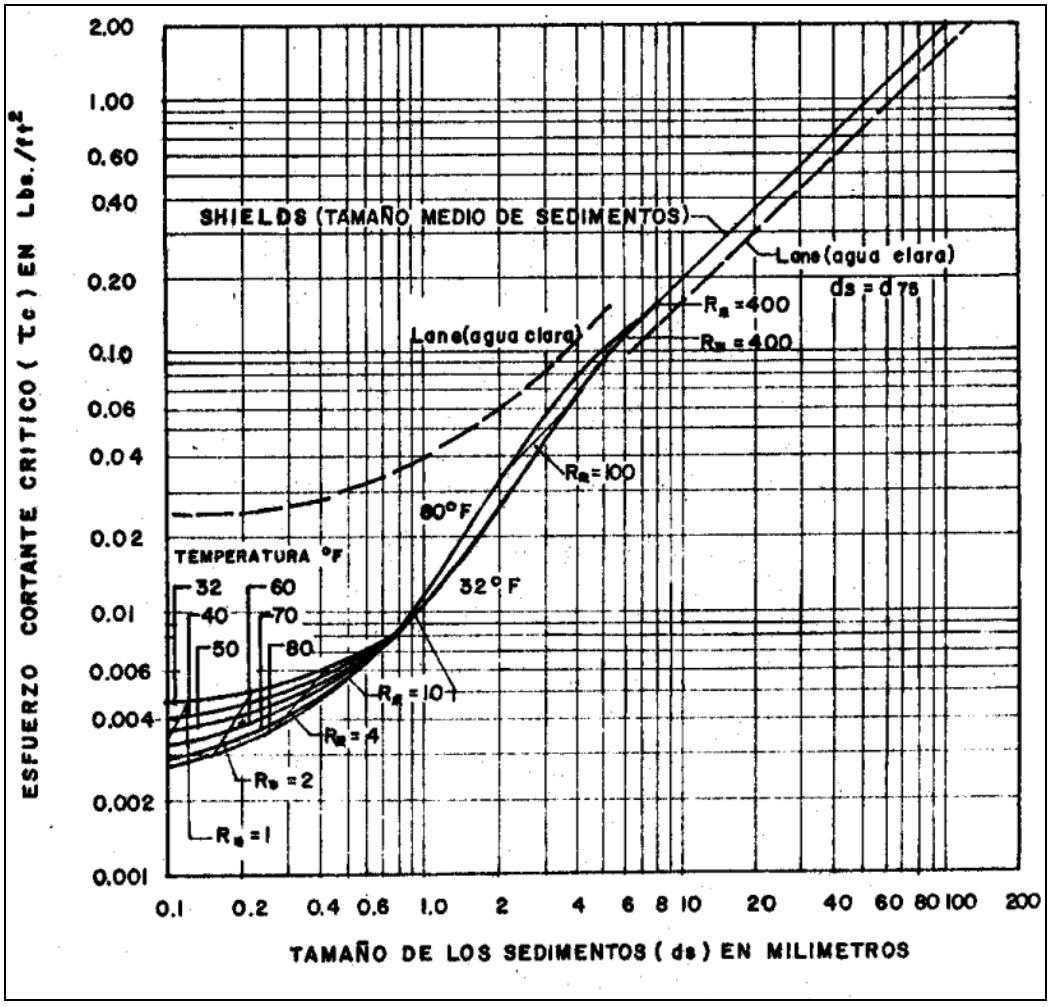
*Tabla 3.19. Dimensiones asumidas del canal de limpieza*

| **Dimensiones del canal** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Ancho del canal de limpieza | $b_{d\text{-}limp}$ | 2.00 | m |
| Coeficiente de rugosidad de Manning | $n_{horm}$ | 0.015 | |
| Pendiente del desripiador | $i_d$ | 0.03 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El arrastre de partícula se lo comprobará en función del diagrama de Shields presentado en la Figura 3.29., el cual se encuentra en función del esfuerzo cortante crítico del flujo.

*Figura 3.29. Variación del esfuerzo cortante crítico con el tamaño de los sedimentos (Shields)*




*Fuente: Universidad de Piura, Biblioteca Central- Web: http://www.biblioteca.udep.edu.pe /bibvirudep/tesis/pdf/1_132_183_85_1202.pdf*

La fórmula para calcular el esfuerzo cortante crítico $\tau_o$ está en función de la altura normal en el canal. Se calculará esta altura normal para los parámetros anteriormente presentados.

$$\tau_o = \delta * R_{hd} * i_d$$

$$Q_{dis-rej} = \frac{A}{n_{horm}} * {R_{hd}}^{2/3} * {i_d}^{1/2}$$

$$Q_{dis-rej} = \frac{b_{d-limp} * h_{n-limp}}{n_{horm}} * \left(\frac{h_{n-limp} * b_{d-limp}}{(2 * h_{n-limp}) + b_{d-limp}}\right)^{2/3} * {i_d}^{1/2}$$

$$9.60 = \frac{2.00 * h_{n-limp}}{0.015} * \left(\frac{h_{n-limp} * 2.00}{(2 * h_{n-limp}) + 2.00}\right)^{2/3} * 0.03^{1/2}$$

El valor de $h_{n\text{-}limp}$ será:

$$h_{n-limp} = 0.74\ m$$

Para una densidad $\delta$= 1000.00 kg/m$^3$, el esfuerzo cortante crítico, en función del calado normal será:

$$\tau_o = 1000.00 * \frac{0.74 * 2.00}{(2 * 0.74) + 2.00} * 0.03$$

$$\tau_o = 12.70\ kg/m^2$$

La Figura 29 está expresada en unidades inglesas por lo que el valor del esfuerzo cortante será de:

$$\tau_o = 2.60\ lb/ft^2$$

Ingresando a la diagrama de Shields, encontramos que las capacidad de arrastre del canal sobrepasa los 100 mm de diámetro de partículas. Para el caso del río Sardinas,

el máximo diámetro que se tendrá dentro del desripiador es de 50 mm, por lo que arrastraría el 100% de los sedimentos.

Si bien hemos determinado que para el caudal más crítico existe un correcto funcionamiento del canal de limpieza, es necesario notar que mientras el desripiador valla vaciándose, la velocidad en el canal va a ir disminuyendo, por lo que su capacidad de arrastre también disminuirá.

Por ellos necesitaremos conocer la mínima velocidad de flujo en el canal, la cual va a ocurrir cuando el desripiador esté al límite del vaciado, esto se consigue calculando el tiempo de vaciado del desripiador como se indica en el siguiente literal.

*3.4.3.2.3 Tiempo de vaciado del desripiador*

Para la determinación del tiempo de vaciado se utiliza la fórmula del caudal de vaciado asumiendo que la compuerta será sumergida como se mencionó en los criterios de diseño:

$$Q_{d-lav} = C_d * A_{orif} * \sqrt{2 * g * h_{d-comp-limp}}$$

Algunos datos iniciales para el cálculo anterior se presentan en la Tabla 3.20.

*Tabla 3.20. Parámetros iniciales para el cálculo del tiempo de vaciado del desripiador*

| **Determinación del tiempo de vaciado** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Volumen total de la cámara desripiadora | $Vol_T$ | 1120.42 | $m^3$ |
| Coeficiente de descarga del orificio | $C_d$ | 0.60 | |
| Calado por encima del orificio | $h_{orif}$ | 2.88 | m |
| Base del orificio ( Base del canal de limpieza) | $b_{d-limp}$ | 2.00 | m |
| Altura del orificio ( Apertura de la compuerta de limpieza) | $h_{d-comp-limp}$ | 1.00 | m |
| Área del desripiador ( planta) | $A_{d-p}$ | 328.57 | $m^2$ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

La Tabla 3.21 muestra los cálculos realizados para la obtención del caudal de lavado $Q_{d-lav}$ y la velocidad respectiva para distintos períodos de tiempo una vez abierta la compuerta de limpieza.

*Tabla 3.21. Tiempo de vaciado del desripiador*

| Tiempo | $h_{orif}$ | $Q_{d-lav}$ | Volúmen desalojado | Volúmen Residual | $h_{d-res}$ | Velocidad |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5.00 | 2.88 | 9.02 | 45.10 | 1075.32 | 2.74 | 4.51 |
| 10.00 | 2.74 | 8.80 | 44.01 | 1031.30 | 2.61 | 4.40 |
| 15.00 | 2.61 | 8.59 | 42.93 | 988.38 | 2.48 | 4.29 |
| 20.00 | 2.48 | 8.37 | 41.84 | 946.54 | 2.35 | 4.18 |
| 25.00 | 2.35 | 8.15 | 40.75 | 905.79 | 2.23 | 4.07 |
| 30.00 | 2.23 | 7.93 | 39.66 | 866.13 | 2.11 | 3.97 |
| 35.00 | 2.11 | 7.71 | 38.57 | 827.56 | 1.99 | 3.86 |
| 40.00 | 1.99 | 7.50 | 37.48 | 790.09 | 1.87 | 3.75 |
| 45.00 | 1.87 | 7.28 | 36.39 | 753.70 | 1.76 | 3.64 |
| 50.00 | 1.76 | 7.06 | 35.30 | 718.40 | 1.66 | 3.53 |
| 55.00 | 1.66 | 6.84 | 34.21 | 684.20 | 1.55 | 3.42 |
| 60.00 | 1.55 | 6.62 | 33.11 | 651.08 | 1.45 | 3.31 |
| 65.00 | 1.45 | 6.40 | 32.02 | 619.06 | 1.35 | 3.20 |
| 70.00 | 1.35 | 6.19 | 30.93 | 588.14 | 1.26 | 3.09 |
| 75.00 | 1.26 | 5.97 | 29.83 | 558.30 | 1.17 | 2.98 |
| 80.00 | 1.17 | 5.75 | 28.74 | 529.57 | 1.08 | 2.87 |
| 85.00 | 1.08 | 5.53 | 27.64 | 501.93 | 1.00 | 2.76 |
| 90.00 | 1.00 | 5.31 | 26.54 | 475.38 | 0.92 | 2.65 |
| 95.00 | 0.92 | 5.09 | 25.45 | 449.93 | 0.84 | 2.54 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Podemos concluir que el tiempo de vaciado aproximado del tanque es de 95 segundos, con un caudal de lavado (caudal de vaciado del desripiador) $Q_{d-lav}$ es de 5.09 $m^3/s$ con una velocidad de 2.54 m/s.

La comprobación del arrastre de las partículas para el caudal de 5.09 $m^3/s$ se presenta en el Cuadro 3.22.:

*Tabla 3.22. Arrastre de partículas para $Q_{d\text{-}lav}$ = 5.09 $m^3/s$*

| Comprobación de arrastre de partículas | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal a evacuar | $Q_{d\text{-}lav}$ | 5.09 | $m^3/s$ |
| Ancho del canal de limpieza | $b_{d\text{-}limp}$ | 2.00 | m |
| Coeficiente de rugosidad de Manning | $n_{horm}$ | 0.015 | |
| Pendiente del canal | $i_{d\text{-}desc}$ | 0.02 | m |
| Densidad del liquido | δ | 1000.00 | $kg/m^3$ |
| Calado en el canal | $h_{n\text{-}limp}$ | 0.54 | m |
| Esfuerzo cortante crítico | $T_o$ | 7.0 | $kg/m^2$ |
| Esfuerzo cortante crítico | $T_o$ | 1.4 | $lb/ft^2$ |
| Diámetro de las partículas que ingresan al desripiador | $D_d$ | 50 | mm |
| Diámetro de las partículas que son removidas con ese esfuerzo cortante | $D_{ds}$ | 70 | mm |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Podemos concluir que para el mínimo caudal presente en el canal de limpieza, se va a tener un arrastre de partículas del 100%, por lo que su funcionamiento va a ser óptimo.

*3.3.3.2.4 Vertedero de excesos*

Finalmente se tendrá un vertedero de excesos, el cual estará ubicado alado de la compuerta de limpieza, y cuyo caudal excedente se juntará al ya presente en la descarga de lavado, en dirección al río Sardinas.

Como se determinó en lo criterios de diseño, este tipo de obras hidráulicas se diseñan para los 2/3 del caudal de captación por criterios de optimización de diseño.

$$Q_{d-dis} = \frac{2}{3} * Q_{dis-rej}$$

$$Q_{d-dis} = \frac{2}{3} * 9.60\ {}^{m^3}/_{s} = 6.40\ {}^{m^3}/_{s}$$

La incógnita en el vertedero de excesos es su longitud, por lo tanto se utiliza la fórmula de caudales recomendada por Krochin para vertederos laterales:

$$Q_{d-dis} = C * M * b_{vert-exc} * h_{vert-exc}^{3/2}$$

El coeficiente C, es un coeficiente dimensional, en función de un valor $k_d$ (adimensional) cuya fórmula se presenta a continuación y determina la contracción del chorro una vez pasa sobre la cresta del vertedero:

$$C = 0.4 * \left( \frac{1 - k_d^{5/2}}{1 - k_d} \right)$$

Asumiendo un valor de k= 0.90 obtendremos el valor del coeficiente C.

$$C = 0.4 * \left( \frac{1 - 0.90^{5/2}}{1 - 0.90} \right) = 0.93$$

El coeficiente M recomendado es 2 (KROCHIN, 1986).

En general se espera obtener vertederos de longitudes entre 8 y 10 metros, asumiremos una longitud $b_{vert-exc} = 8.0\ m$ para obtener un valor $h_{vert-exc}$ de carga sobre el vertedero de máximo 0.60 m según las recomendaciones de los Criterios y Normas de Diseño, del Dr. Marco Castro.

$$6.40 = 0.93 * 2.00 * 8.00 * h_{vert-exc}^{3/2}$$

$$h_{vert-exc} = 0.57\ m$$

Se obtiene que para la longitud adoptada de 8.00 m, la carga sobre el vertedero cumple con la normativa respectiva.

## 3.4 Obras de conducción

### *3.4.1 Canal inicial de conducción*

#### *3.4.1.1 Consideraciones de diseño*

a) El canal inicial a las obras de conducción del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas parte a continuación de la transición de salida del desarenador. El objetivo de esta obra es mantener un flujo subcrítico desde la salida del desarenador hasta la entrada del tanque de carga para la alternativa propuesta lo que representa bajas pérdidas a la entrada del tanque.

b) El diseño del canal inicial de conducción que conduce al tanque de carga será manejado con flujo uniforme, lo que quiere decir que las características dinámicas del movimiento del agua como calado, velocidad y pendiente no varían a lo largo del canal.

c) Para el caso de un flujo uniforme y turbulento en su totalidad, desarrollado y estable; es válida la relación de Manning - Strickler:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I^{1/2}$$

d) Los factores considerados en el diseño son principalmente la clase de material que conforma el cuerpo del canal y determina el coeficiente de rugosidad, la velocidad permisible para evitar la sedimentación en caso de existir partículas en suspensión, la pendiente del fondo del canal y pendientes laterales, borde libre y sección más eficiente.

e) Los canales artificiales son desarrollados para cumplir los requisitos determinados similares a un canal en condiciones reales, mediante la aplicación de teorías hidráulicas.

f) Para el diseño del canal se requerirá definir los elementos geométricos de importancia en un canal prismático. Se determinará la profundidad de flujo, el ancho del canal, el área mojada, el perímetro mojado y radio hidráulico respectivo.

$$R_H = \frac{A}{P}$$

g) En el diseño de un canal abierto se debe considerar el efecto de la gravedad sobre el estado de flujo, la cual está en función del número de Froude. Esto nos indicará si el flujo está en estado supercrítico, subcrítico o crítico.

h) La selección de una material para revestimiento de un canal depende del costo y su disponibilidad. El propósito de revestir un canal es prevenir la erosión y ocasionalmente las pérdidas de agua por infiltración.

i) La velocidad mínima o no sedimentante cuando se transporta agua con baja cantidad de limos y arenas se puede adoptar de 0.6 m/s a 1 m/s y una velocidad media mínima de 0.7 m/s prevendrá el crecimiento de vegetación que disminuiría la capacidad de transporte del canal.

j) La velocidad máxima admisible dependiendo del material que este revestido el canal se puede observar en la Tabla 3.23.:

*Tabla 3.23. Velocidades máximas admisibles según material*

| **Velocidades máximas admisibles según material** | | |
|---|---|---|
| **Tipo de revestimiento** | **Valor** | **Unidad** |
| Terreno fangoso arcilloso | 0.12 | m/s |
| Arenas y arcillas plásticas | 0.2 | m/s |
| Tierras sueltas | 0.35 -0.45 | m/s |
| Tierras fuertes | 0.5-0.7 | m/s |
| Tierras que tengan piedra con arcilla y limo | 0.8-0.9 | m/s |
| Terrenos con pizarras | 1.6 | m/s |
| Roca | 2-3.5 | m/s |
| Hormigón | 4 | m/s |

*Fuente: Universidad de Sevilla- link: http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulica-y-riegos/temario/Tema %204.%20Conducciones%20abiertas/page_07.htm*

k) La pendiente del canal estará dada por la topografía y por la altura de energía específica requerida. Por lo general, en proyectos hidroeléctricos es conveniente una pendiente pequeña para mantener al mínimo las pérdidas en elevación.

l) Se debe buscar la sección hidráulicamente más óptima para obtener una conductividad adecuada. Desde el punto de vista hidráulico la sección del canal que tenga menor perímetro mojado para un área determinada será la que conduzca mayor caudal.

m) A pesar de considerar la sección más óptima en el transporte del caudal, se debe también considerar la sección con mínima excavación. Es por ello que el diseño va orientado a escoger la sección más óptima hidráulicamente pero tomando en cuenta los volúmenes de excavación, material de construcción y métodos constructivos.

n) Las pendientes laterales apropiadas para canales construidos en diferentes tipos de materiales deben seguir con los requerimientos presentados en la Figura 3.30.:

*Figura 3.30. Pendientes laterales para canales*

| *Material* | *Pendiente lateral* |
|---|---|
| Roca | Aproximadamente vertical |
| Estiércol y suelos de turba | 1/4: 1 |
| Arcilla rígida o tierra con recubrimiento de concreto | 1/2: 1 a 1:1 |
| Tierra con recubrimiento de piedras o tierra en canales grandes | 1:1 |
| Arcilla firme o tierra en canales pequeños | 1 1/2:1 |
| Tierra arenosa suelta | 2:1 |
| Marga arenosa o arcilla porosa | 3:1 |

*Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos – Ven T. Chow*

### *3.4.1.2 Dimensionamiento del canal inicial*

Para el dimensionamiento del canal inicial hacia el tanque de carga se compararon dos secciones prismáticas, una rectangular y otra trapezoidal. Así, se determinará la sección más óptima según los requerimientos del proyecto Sardinas.

Entre los requerimientos que se consideraron preponderantes para la elección de la sección más óptima estuvieron:

- El tipo de material a ser excavado para la construcción del canal.
- La pendiente del terreno en la zona de ubicación del canal, que según las consideraciones de diseño debe ser de un valor bajo.
- La sección de material (hormigón) que debe ser utilizado al momento de la construcción y que no la encarezca.

Conociendo el caudal que será transportado por el canal hasta llegar al tanque de carga y el revestimiento del canal, se impone un valor de canal de tal manera que el calado normal de flujo no exceda de 1.30 metros.

La excavación en el tipo de suelo ubicado en la zona (coluvio – aluvial) no debe ser muy profunda, lo que significa que se debe encontrar una sección que no ofrezca

tanta excavación pero que a la vez garantice un flujo subcrítico hasta llegar al tanque de carga.

#### *3.4.1.2.1 Canal rectangular*

Los datos impuestos para el diseño del canal de sección rectangular se muestran en la Tabla 3.24:

*Tabla 3.24. Parámetros generales del canal rectangular*

| **Datos generales** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Caudal captación | $Q_{cap}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Coeficiente de Manning para canales | $n_{horm}$ | 0.015 | $m^{1/3}/s$ |
| Pendiente adquirida para el canal | $I_{canal}$ | 0.005 | m/m |
| Longitud del canal | $L_{canal}$ | 160.60 | m |
| Ancho del canal ( salida del desarenador) | $b_{canal}$ | 2.00 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Con los datos anteriores de caudal, coeficiente de rugosidad de Manning, pendiente y ancho de solera impuesto, se procede a calcular el calado normal en el canal con ayuda de la fórmula para flujo uniforme en canales abiertos dictada por Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I^{1/2}$$

$$Q = \frac{A}{n_{horm}} * R^{2/3} * {I_{canal}}^{1/2}$$

$$Q = (b_{canal} * Y_n)/n_{horm} * \left(\frac{b * Y_n}{2 * Y_n + b_{canal}}\right)^{2/3} * {I_{canal}}^{1/2}$$

$$Y_n = 1.25\ m$$

Para determinar si el flujo en el canal es un flujo subcrítico es necesario identificar el calado crítico y lo comparamos con el $Y_n$. El estado crítico ha sido definido como la condición para el cual el número de Froude es uno o cuando la energía especifica es la mínima.

$$E = y + \frac{V^2}{2 * g}$$

$$E = y + \frac{Q^2}{2 * g * A^2}$$

Ahora si derivamos la ecuación de la energía específica en función del calado y tenemos:

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \left(\frac{Q^2}{2 * g}\right)(-2 * A^{-3}) \frac{dA}{dy}$$

Siendo:

$A$ =Area mojada de la sección prismática.

El diferencial del área $dA$ cerca de la superficie libre es B* $dy$.

Dónde:

$B$ =Espejo de agua considerado para la sección.

Igualando la derivada a cero tendremos que la "y" considerada en A será $Y_c$.

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \left(\frac{Q_{cap}{}^2}{2 * g}\right)(-2 * A^{-3}) * B$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \left(\frac{{Q_{cap}}^2}{g}\right)(A^{-3}) * B$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \left(\frac{{Q_{cap}}^2}{g * A^3}\right) B$$

$$0 = 1 - \left(\frac{{Q_{cap}}^2}{g * A^3}\right) B$$

$$\left(\frac{A^3}{B}\right) = \left(\frac{{Q_{cap}}^2}{g}\right)$$

En el caso de un canal de sección rectangular tendremos:

$$\left(\frac{{Y_c}^3 * B^3}{B}\right) = \left(\frac{{Q_{cap}}^2}{g}\right)$$

$${Y_c}^3 = \left(\frac{{Q_{cap}}^2}{g}\right) * B^{-2}$$

$$Y_c = 1.177\ m$$

Observando que $Y_n > Y_c$; vemos que el flujo es de carácter subcrítico a lo largo del canal.

Posteriormente, se determinan parámetros hidráulicos como son el perímetro mojado, área mojada, radio hidráulico, numero de Froude y velocidad de flujo, con las siguientes expresiones:

$$A_{moj} = b_{canal} * Y_n = 2 * 1.25m = 2.51\ m^2$$

$$P = b_{canal} + 2Y_n = 2.00\ m + 2 * 1.25\ m = 4.51\ m$$

$$R_H = \frac{A}{P} = \frac{2.51}{4.51} = 0.56\ m$$

$$V = (Q_{\ cap})/A = \frac{8}{2.51} = 3.19\ m/s$$

$$Fr = \frac{V_{canal}}{\sqrt{(g * Y_n)}}$$

*Tabla 3.25. Parámetros hidráulicos calculados del canal rectangular*

| **Parámetros hidráulicos del canal** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Caudal captación | $Q_{cap}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Calado normal en el canal | $Y_n$ | 1.25 | m |
| Calado crítico en el canal | $Y_c$ | 1.177 | m |
| Tipo de flujo | | SUBCRÍTICO | |
| Perímetro mojado | P | 4.51 | m |
| Área mojada | $A_{moj}$ | 2.51 | $m^2$ |
| Radio hidráulico | $R_h$ | 0.56 | m |
| Velocidad de flujo | $V_{canal}$ | 3.19 | m/s |
| Numero de Froude | Fr | 0.91 | |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *3.4.1.2.2 Canal trapezoidal*

Se analizó la sección trapezoidal para el transporte del mismo caudal con la pendiente y rugosidad de Manning invariable. Esto se hace con el objetivo de encontrar la sección más óptima hidráulica y económicamente, y que brindará mayores beneficios al proyecto. Los datos requeridos para el diseño del canal se muestran en la Tabla 3.26.

*Tabla 3.26. Parámetros generales del canal trapezoidal*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal diseño | $Q_{cap}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Coeficiente de Manning para canales | $n_{horm}$ | 0.02 | $m^{1/3}/s$ |
| Pendiente adquirida para el canal | $I_{canal}$ | 0.005 | m/m |
| Longitud del canal | $L_{canal}$ | 144.00 | m |
| Ancho menor del canal ( salida del desarenador) | $b_{menor}$ | 2.00 | m |
| Talud- componente horizontal | $x_{canal}$ | 1.00 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El cálculo del calado normal de una sección trapezoidal se lo realiza con el mismo criterio anterior mostrado para una sección rectangular, pero con las variantes respectivas en el área y perímetro mojado.

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I_{canal}{}^{1/2}$$

$$Q = \frac{A}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I_{canal}{}^{1/2}$$

$$Q = \frac{(B_{mayor} + b_{menor}) * Y_n}{n_{horm} * 2} * \left( \frac{(B_{mayor} + b_{menor}) * Y_n * 0.5}{2 * \sqrt{Y_n{}^2 + (Y_n * X_{canal})^2} + b_{menor}} \right)^{(\frac{2}{3})} * I_{canal}{}^{1/2}$$

$$Y_n = 0.87\ m$$

Siendo:

$B_{mayor}$ =Espejo de aguas en la sección de análisis.

Conociendo el valor del caudal que será transportado por el canal ($Q_{cap}$ = 8 $m^3/s$), se puede obtener el calado normal en la sección trapezoidal. El calado crítico para esta sección es de 0.99 m obtenido de acuerdo a la ecuación anteriormente explicada:

$$\left(\frac{A^3}{B_{mayor}}\right) = \left(\frac{Q_{cap}{}^2}{g}\right)$$

$$\left(\frac{(B_{mayor} + b_{menor}) * Y_c * 0.5^3}{B_{mayor}}\right) = \left(\frac{Q_{cap}{}^2}{g}\right)$$

$$Y_c = 0.99\ m$$

El flujo para esta sección será un flujo supercrítico, valor que no representa un beneficio para los requerimientos a la entrada del tanque de carga. Se busca un ingreso con velocidad baja hacia el tanque de carga para prevenir que se generen pérdidas excesivas y vórtices dentro de la estructura de almacenamiento. Los parámetros hidráulicos para la sección trapezoidal se muestran a continuación, en la Tabla 3.27.:

*Tabla 3.27. Parámetros hidráulicos calculados del canal trapezoidal*

| **Parámetros hidráulicos del canal** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Caudal captación | $Q_{cap}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Calado normal en el canal | $Y_n$ | 0.87 | $m^{1/3}/s$ |
| Calado crítico en el canal | $Y_c$ | 0.990 | m/m |
| Tipo de flujo | | SUPERCRÍTICO | |
| Perímetro mojado | P | 4.46 | m |
| Área mojada | $A_{moj}$ | 2.50 | $m^2$ |
| Radio hidráulico | $R_h$ | 0.56 | m |
| Velocidad de flujo | $V_{canal}$ | 3.20 | m/s |
| Numero de Froude | Fr | 1.25 | |
| Espejo de aguas | $B_{mayor}$ | 3.74 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

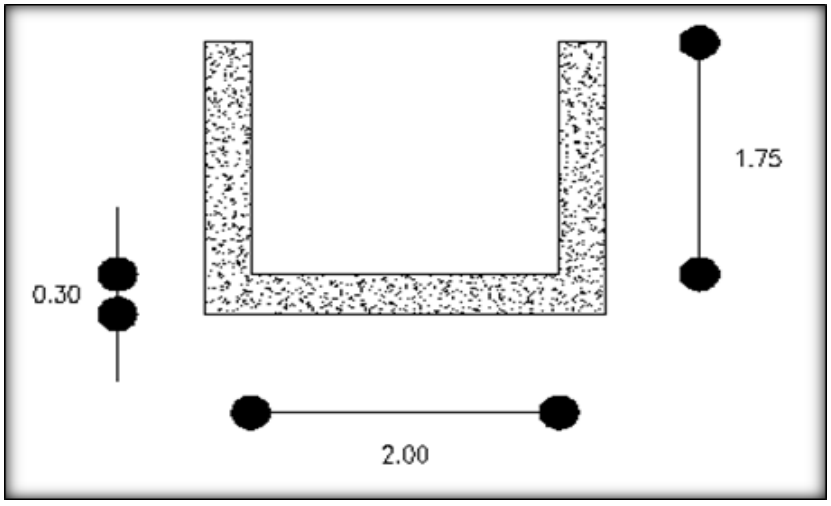
Con los resultados obtenidos se puede observar que con la pendiente adoptada de 0.005 m/m; nos obtenemos un flujo supercrítico para el canal trapezoidal, a diferencia del canal rectangular que nos aporta con un flujo subcrítico a lo largo del

mismo. Un flujo supercrítico a la entrada del tanque de carga no es beneficioso si se desea un flujo con pocas perdidas.

Si bien el canal trapezoidal es una sección óptima hidráulicamente, también generará más corte de taludes para su construcción, lo que encarecería la obra.

Es así como se escogió un canal rectangular de dimensiones constructivas 2.0 m x 1.75 m. El espesor de las paredes adoptado para el canal será de 30 cm para dar protección al refuerzo de acero en el canal y evitar corrosión del mismo.

*Figura 3.31. Dimensiones del canal rectangular*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *3.4.2 Conducción de baja presión*

#### *3.4.2.1 Consideraciones de diseño*

a) La conducción de baja presión se la establece como alternativa para conducir el agua desde el tanque de carga hasta la ubicación de la chimenea de equilibrio, justo antes de iniciar la conducción de alta presión en acero.

b) El material propuesto para la conducción de baja presión es GRP (Poliester Reforzado con Fibra de Vidrio), con el fin de abaratar costos en lo que se refiere a materiales utilizados en obra y por la utilidad que presenta en conducciones presurizadas.

c) El dimensionamiento de la tubería de baja presión depende en su mayoría del trazado de la conducción. Esto porque se requiere una presión suficiente en la tubería para librar los niveles del terreno y a su vez no sobrepasar las presiones admisibles del material. El trazado se lo adoptó tomando en cuenta las curvas de nivel del terreno evitando cambios bruscos en altura y limitando el número de curvas en planta.

d) La tubería de GRP ubicada inmediatamente después del tanque de carga tendrá un espesor de 6 mm y un coeficiente $n_{GRP}$ de Manning igual a 0.010, característico del material similar al PVC.

e) Las velocidades aceptables para este tipo de tuberías GRP oscilan entre los 3 m/s aunque son capaces de trabajar para exigencias no prolongadas hasta con velocidades de 4 m/s.

f) El cálculo de pérdidas por fricción a lo largo de la tubería se lo realizará por medio de la ecuación de Darcy-Weisbach. La línea piezométrica se busca que esté por lo menos 5 metros por encima del perfil del proyecto.

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

g) El cálculo del factor de fricción de Darcy $(f)$ será determinado mediante la fórmula de Colebrook-White que relaciona la rugosidad relativa y el número

de Reynolds. El factor de fricción se lo obtendrá por medio de iteraciones o tanteos hasta lograr la igualdad que se ve a continuación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\ \log_{10}\left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3{,}7} + \frac{2{,}51}{Re * \sqrt{f}}\right)$$

*h) Las pérdidas menores o locales se las considera cuando la relación L/D>1500. Se debe obtener un coeficiente K de pérdidas por accesorios y cambios de dirección en la conducción para obtener las pérdidas menores de la siguiente manera:*

$$hm = K * \frac{V^2}{2g}$$

Los coeficientes de perdidas K (ORTIZ, 2011) se detallan en el numeral 3.3. del presenta capítulo, correspondiente a la optimización de la tubería de presión.

*Figura 3.32. Pérdidas de carga locales*

| | | |
|---|---|---|
| **ENTRADA** $K\frac{V_2^2}{2g}$ | ($V$ : velocidad media de la tubería) | |
| | Bordes Agudos | $K$ = 0,5 |
| | Bordes ligeramente redondeados | $K$ = 0,26 |
| | Bordes Acampanados | $K$ = 0,04 |
| | Bordes Entrantes | $K$ = 1 |
| **ENSANCHAMIENTO** $K\frac{(V_1-V_2)^2}{2g} = K\left(\frac{A_2}{A_1}-1\right)^2\frac{V_2^2}{2g}$ | ($V_1$ : velocidad aguas arriba; $V_2$ : velocidad aguas abajo) | |
| | Brusco | $K$ = 1 |
| | Gradual | Gráfico de Gibson |
| **CONTRACCION** $\left(\frac{1}{c_c}-1\right)^2\frac{V_2^2}{2g} = K\frac{V_2^2}{2g}$ | ($V_2$ : Velocidad aguas abajo) | |
| | Brusca | Tabla de Weisbach |
| | Gradual | $K$ = 0 |
| **CAMBIO DE DIRECCION** $K\frac{V^2}{2g}$ | ($V$ : velocidad media) | |
| | Codo de 90º | $K$ = 0,90 |
| | Codo de 45º | $K$ = 0,42 |
| | Codo de curv. fuerte | $K$ = 0,75 |
| | Codo de curv. suave | $K$ = 0,60 |
| **VALVULAS** ($V$ : velocidad media) | | |
| | Válvulas de globo (totalmente abierta) | $K$ = 10,0 |
| | Válvula de compuerta (totalmente abierta) | $K$ = 0,19 |
| | Válvula check (totalmente abierta) | $K$ = 2,5 |

*Fuente: Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha*

i) Los datos iniciales para el cálculo de las pérdidas a lo largo de la tubería y sus respectivas cotas piezométrica son los que se indican en la Tabla 3.30.:

*Tabla 3.30. Parámetros generales para el cálculo de pérdidas en la tubería*

| **Descripción** | **Símbolo** | **Valor** | **Unidades** |
|---|---|---|---|
| Temperatura del agua | T | 15 | [$^{o}$C] |
| Rugosidad absoluta (GRP) | ε | 0.0015 | [mm] |
| Cota máxima del agua para $Qd$ | $C_{max}$ | 1685.44 | m snm |
| Caudal de diseño | $Q_{cap}$ | 8 | $m^3/s$ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

j) Se traza la conducción en el terreno y se obtienen las cotas de la base de la tubería de GRP con la ayuda del Programa CIVILCAD 3D. El análisis propone obtener las pérdidas parciales y totales producidas por fricción y cambios de dirección, la velocidad de flujo, alturas piezométrica, cota piezométrica, longitud total de la conducción.

k) Para lograr este objetivo y hacerlo más preciso se requiere realizar este análisis cada 5 metros en abscisas y obtener los datos parciales anteriormente enunciados.

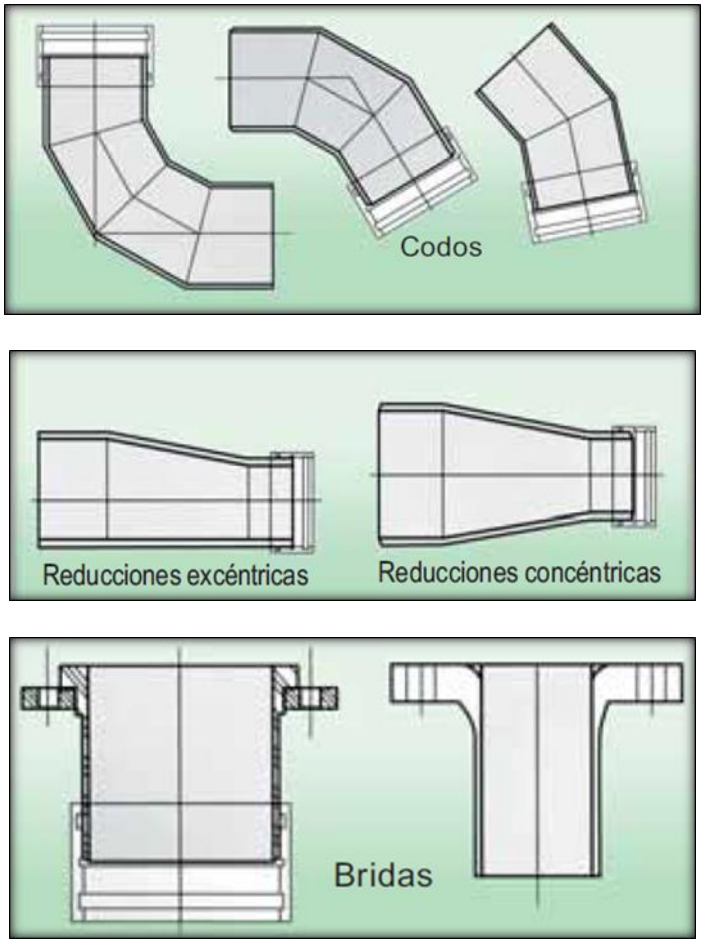
l) El trazado de la tubería de baja presión debe hacerse con pendientes mínimas, esto quiere decir que no deberán existir tramos totalmente rectos.

m) La tubería de presión se recomienda que esté enterrada para evitar daños a terceros si existe alguna emergencia y evitar el rápido deterioro de la tubería por estar sometida a la intemperie. La profundidad debe oscilar entre los 2 metros bajo la superficie del terreno.

n) El criterio básico de diseño de la tubería de baja presión en la alternativa propuesta es obtener al final de esta, la misma cota piezométrica que en la alternativa tradicional de la compañía ASTEC. De esta manera se asegura la misma carga bruta para generación en la casa de máquinas y por ende los mismos ingresos de producción. Es así como posteriormente se realizará una comparación con parámetros semejantes en el tema de generación hidroeléctrica.

o) Los accesorios a utilizarse a lo largo de la conducción son los disponibles para tuberías de GRP en el mercado:

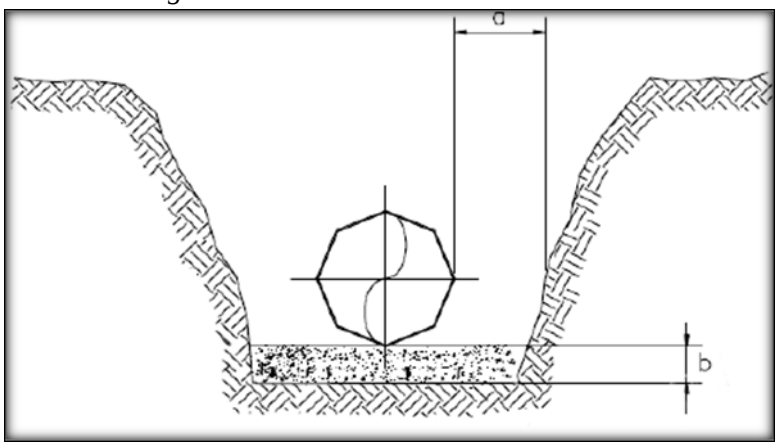
*Figura 3.33. Accesorios tubería GRP.*




*Fuente: Tarifas tubería GRP 2008-Accesorios*

p) Los taludes recomendados para la conducción de baja presión por las características del suelo presente en la zona son de H:1, V:3 con bermas horizontales de 2 metros de longitud. Según "Catálogos PAVCO" para tuberías de GRP la conformación de la zanja tendrá las siguientes características:

*Figura 3.34. Accesorios tubería GRP.*




*Fuente: Ficha técnica tubería GRP- PAVCO*

*Tabla 3.29. Conformación de zanjas para tuberías de GRP*

| DN ( mm) | Longitud lateral mínima desde tubería (a) ( mm) | Profundidad mínima de la cama de arena (b) ( mm) |
|---|---|---|
| 300-900 | 300 | 150 |
| 1000-1600 | 450 | 150 |
| 1800-2400 | 500 | 150 |
| 2800-3000 | 550 | 150 |

*Fuente: Ficha técnica tubería GRP- PAVCO*

### *3.4.2.2 Dimensionamiento de la tubería de baja presión*

Como ya se mencionó en las consideraciones de diseño, el dimensionamiento de la tubería de baja presión de la alternativa propuesta en la presente disertación depende mucho del trazado de la conducción que se analice pues se busca que no existan

presiones negativas ni excesivas pérdidas a lo largo de la misma y así alcanzar la misma cota piezométrica antes del trazado de la tubería de alta presión.

Es necesario conocer la carga hidráulica en el tanque de carga como dato inicial. En el dimensionamiento del tanque de carga, correspondiente al numeral 4.5. de este capítulo, se obtuvo el volumen necesario del tanque y la altura de agua requerida, con las dimensiones respectivas de 8 m x 8 m.

Dichos cálculos se detallan en el numeral 4.5, y los parámetros necesarios para el dimensionamiento de la tubería de baja presión se presentan en las Tablas 3.30. y 3.31. respectivamente.

*Tabla 3.30. Parámetros generales del tanque de carga-1*

| **Cotas requeridas en el tanque de carga** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Altura sobre la base del tanque | a | 0.50 | m |
| Diámetro de la tubería de baja presión | $D_{tub-bp}$ | 2.00 | m |
| Altura de sumergencia mayor | s | 3.30 | m |
| Cota de agua en el tanque ( incluida pérdida de rejilla) | $Z_{tanque}$ | 1685.44 | msnm |
| Cota de la base del tanque | $Z_{tanque-base}$ | 1679.64 | msnm |
| Cota de la tubería de presión ( clave) | $Z_{clave\ tubería}$ | 1682.14 | msnm |
| Cota de la tubería de presión ( base) | $Z_{base\ tubería}$ | 1680.14 | msnm |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Tabla 3.31. Parámetros generales del tanque de carga-2*

| **Dimensiones del tanque** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Altura de agua desde la base del tanque | $H_{tanq}$ | 5.80 | m |
| Largo del tanque | $L_{tanq}$ | 8 | m |
| Ancho del tanque | $A_{tanq}$ | 8 | m |
| Volumen del tanque | $Vol_{dis}$ | 371.17 | $m^3$ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Con la altura piezométrica al inicio de la conducción (altura de agua en el tanque) se deberá llegar a la chimenea de equilibrio mediante el trazado de una conducción que asegure la carga bruta utilizada para generación en la alternativa tradicional o al

menos similar que no represente una variación significante en cantidades de ingresos económicos.

La conducción de baja presión, es aquella que transportará el agua desde el tanque de carga por medio de una tubería de GRP, la cual deberá soportar presiones admisibles moderadamente elevadas por medio de una conducción de 1924.78 m de longitud.
Las presiones admisibles dentro de la tubería se chequean mediante la altura piezométrica en cada abscisa de la conducción, evitando presiones mayores a 100 mca y presiones negativas. Es por eso, que un requisito para plantear el trazado de baja presión, es el que la altura piezométrica en cada punto debe tener como mínimo 5 mca de presión, y de esta manera aseguramos que los relieves topográficos se libren sin mayor dificultad con un rango aceptable de seguridad de trabajo en la tubería.

Las presiones tampoco deberán exceder los valores admisibles del material (GRP). Según catálogos proporcionados por la Empresa “PAVCO”; se observa que las presiones admisibles de tuberías de este material sobrepasan los 300 mca, lo que no representa un problema para la conducción del proyecto Sardinas, ya que su topografía no demanda tal magnitud de presiones.

*Tabla 3.32. Presiones admisibles para distintos diámetros de tubería en GRP*

| **Diámetro nominal** | **Presión Nominal** | **Rigidez Nominal** |
|---|---|---|
| mm | mca | Pascal |
| 300 | 10 a 320 | 2500 a 12500 |
| 400 | | |
| 500 | | |
| 600 | | |
| 700 | | |
| 800 | | |
| 900 | | |
| 1000 | | |
| 1100 | | |
| 1200 | | |
| 1300 | | |
| 1400 | | |
| 1500 | | |
| 1600 | | |
| 1700 | | |
| 1800 | | |
| 1900 | | |
| 2000 | | |
| 2100 | | |
| 2200 | | |
| 2300 | | |
| 2800 | | |
| 2900 | | |
| 3000 | | |

*Fuente: Catálogos Tuberías GRP, PAVCO, Colombia*

Se supone que por disponer de una chimenea de equilibrio entre la unión de la tubería de baja presión y la tubería de alta presión, los trasciendes de presión por acción de cierre y apertura de válvulas en la casa de máquinas no sobrepasarán ese punto, lo que quiere decir que la tubería de GRP no estará sometida a variaciones de presión por acción del golpe de ariete.

Sin embargo, la tubería en ese lugar de la conducción deberá estar sometida a una carga externa producida por el terreno. La tubería GRP es incapaz de soportar una carga externa de 13 metros de columna de terreno, para lo cual se consideró la necesidad de ubicar tubería de acero en el tramo de la conducción donde se van a dar dichas cargas.

Considerando una densidad húmeda del suelo de 2 T/m$^3$ se puede obtener la presión que la tubería estará sometida para 15 metros de columna de suelo en dicho lugar.

$$P = \gamma * h$$

$$P = 2\frac{T}{m^3} * 15\ m$$

$$P = 30000\frac{kg}{m^2}$$

$$P = 30000\frac{kg}{m^2} * \frac{1\ m^2}{10000\ cm^2} = 30\frac{kg}{cm^2}$$

Las características mecánicas para la tubería de acero se encuentran en el literal "S" del numeral 3.3.1 del presente capítulo.

*3.4.2.2.1 Cálculo de pérdidas*

*a) Pérdidas por fricción*

Las pérdidas por fricción serán causadas por el rozamiento del agua en movimiento con las paredes internas de la tubería. La carga pérdida por acción del rozamiento se puede definir mediante la expresión dada por Darcy-Weisbach:

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Dónde:

f: Coeficiente de fricción de Darcy

El coeficiente de fricción de Darcy se puede obtener mediante la expresión dada por Colebrook-White, que está en función de la rugosidad relativa del material y el número de Reynolds:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\ \log_{10}\left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3{,}7} + \frac{2{,}51}{Re * \sqrt{f}}\right)$$

$\varepsilon$ = Rugosidad absoluta del material

D= Diámetro de la tubería

Re= Numero de Reynolds

Para asegurar una precisión alta en la determinación de las perdidas por fricción se analizó las perdidas cada 5 m en abscisa de conducción.

*Tabla 3.33. Pérdidas por fricción en la tubería de baja presión*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Total pérdidas por fricción | 2.978 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*b) Pérdidas menores o locales*

Las pérdidas menores son aquellas que se producen en determinados puntos de la tubería y se deben a la presencia de accesorios, cambios bruscos, válvulas, estrechamientos, etc. Las perdidas locales se expresan genéricamente con la expresión:

$$hm = K * \frac{V^2}{2g}$$

k= Coeficiente adimensional que depende de las características de la singularidad que genera la pérdida de carga (codo, válvula, etc.) y la carga de velocidad en la tubería.

Las perdidas localizadas se denominan menores ya que en tuberías muy largas la mayor parte de la perdida de carga es continua. Los coeficientes de perdidas menores se pueden observar en las consideraciones de diseño.

Según (ROCHA,A; Hidráulica de Tuberías y Canales) , para saber si una tubería es larga para fines prácticos se considera:

$$\frac{L}{D} > 1500$$

Para el caso de la conducción Sardinas:

$$\frac{1924.78\ m}{2.0\ m} > 1500$$

$$962.96 \not> 1500$$

∴ Se requiere tomar en cuenta pérdidas menores

Las perdidas localizadas están en función del número de accesorios, cambios en dirección en planta y elevación que existan en la conducción. En las consideraciones de diseño se dieron a conocer los coeficientes K para cada caso.

*Tabla 3.34. Pérdidas localizadas en la tubería de baja presión*

| **Pérdidas locales** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Cambios en planta** | | | **Cambios en elevación** | | |
| Codo # | Curva | Coeficiente K | Codo # | Angulo | Coeficiente K |
| 1 | Suave | 0.6 | 1 | 11 | 0.044 |
| 2 | Suave | 0.6 | 2 | 45 | 0.32 |
| 3 | Suave | 0.6 | 3 | 36 | 0.18 |
| 4 | Suave | 0.6 | 4 | 45 | 0.32 |
| 5 | Suave | 0.6 | 5 | 8 | 0.03 |
| 6 | Suave | 0.6 | 6 | 21 | 0.15 |
| 7 | Fuerte | 0.75 | 7 | 15 | 0.062 |
| 8 | Suave | 0.6 | 8 | 18 | 0.1 |
| 9 | Fuerte | 0.75 | 9 | 18 | 0.1 |
| Sumatoria | | 5.7 | 10 | 10 | 0.044 |
| **Ingreso de la tubería** | | | 11 | 11 | 0.05 |
| Recto | | 0.5 | 12 | 11 | 0.05 |
| | | | 13 | 8 | 0.04 |
| | | | 14 | 6 | 0.03 |
| | | | 15 | 15 | 0.062 |
| | | | 16 | 15 | 0.062 |
| | | | 17 | 29 | 0.165 |
| | | | 18 | 10 | 0.044 |
| | | | 19 | 15 | 0.062 |
| | | | 21 | 33 | 0.17 |
| | | | 22 | 36 | 0.18 |
| | | | Sumatoria | | 2.265 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

La velocidad de flujo dentro de la tubería se la calcula mediante la expresión:

$$V = Q/A$$

$$V = \frac{8\ \frac{m^3}{s}}{\pi * \frac{2.0^2}{4}} = 2.55\ m/s$$

Según las consideraciones de diseño la velocidad aceptable oscila entre el valor de 3 m/s lo que quiere decir que la tubería de baja presión trabajará sin ningún inconveniente para la velocidad de circulación de 2,55 m/s .

$$hm = K * \frac{V^2}{2g}$$

$$hm = 8.465 * \frac{2.55^2}{2 * 9.81}$$

$$hm = 2.81\ m$$

*Tabla 3.35. Resumen de pérdidas localizadas en la tubería de baja presión*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Total pérdidas menores | 2.81 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *3.4.2.2.2 Cotas piezométrica y pérdidas totales*

El análisis para calcular líneas piezométrica y pérdidas totales en la tubería se realizó con la ayuda de una hoja de cálculo, en donde se incluyen las cotas de terreno y proyecto (Tubería GRP) cada 5 metros en abscisa. Esto permitirá determinar más detalladamente las perdidas parciales y por ende una línea piezométrica más cercana a la realidad del proyecto.

$$Pérdidas\ totales = Pérdidas\ por\ fricción + Pérdidas\ menores$$

*Tabla 3.36. Pérdidas totales en la tubería de baja presión*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Pérdidas totales | 5.776 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Los parámetros necesarios para el cálculo se detallan en la Tabla 3.37.

*Tabla 3.37. Parámetros necesarios para la definición de la cota piezométrica*

| ***Descripción*** | ***Valor*** | ***Unidad*** |
|---|---|---|
| Caudal | 8.00 | $m^3/s$ |
| Material | GRP | |
| f | 0.01 | |
| Capacidad de trabajo | 6.00 | bar |
| Diámetro tubería | 2.000 | m |
| Cota del agua en el tanque | 1685.41 | msnm |
| Rugosidad absoluta ( GRP) | 0.0015 | mm |
| Viscosidad cinemática | 0.012 | $[cm^2/s]$ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

La cota piezométrica al final de la conducción será:

$$Cota\ piezométrica = Cota\ normal\ de\ agua - Pérdidas\ totales$$

$$Cota\ piezométrica = 1685.44\ msnm - 5.776\ m = 1679.66\ msnm$$

*3.4.2.2.3 Válvulas de aire y desagüe*

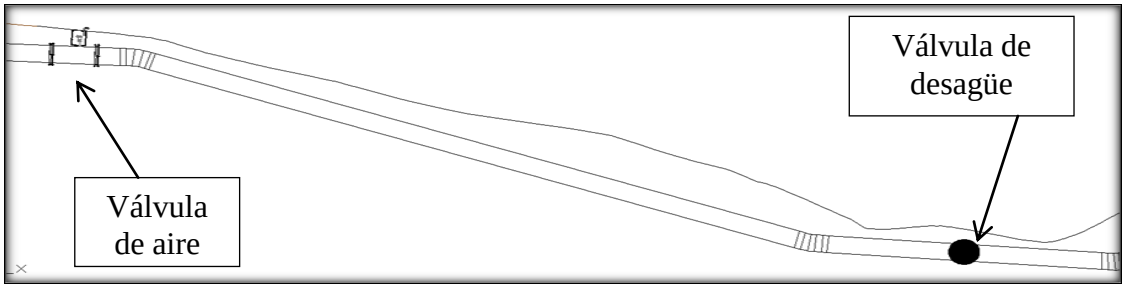
*a) Válvulas de aire*

Las válvulas de aire son esenciales en una conducción a presión para evacuar el aire que haya ingresado a la conducción y garantizar la duración, seguridad y eficiencia de las tuberías. Debemos permitir que el aire salga de las tuberías con el objetivo de evitar cavitación, evitar el efecto de vacío dentro de la tubería.

Para controlar un efecto de golpe de ariete es fundamental la existencia de una válvula de aire, puesto que el aire debe escapar a la misma velocidad a la que el agua entra cuando el sistema haya arrancado. El aire debe ser eliminado durante la operación en puntos elevados con el objetivo de evitar la formación de bolsas de aire

que provoquen golpe de ariete o simplemente restrinjan el flujo normal del agua. De la misma manera el aire debe entrar a la tubería cuando el sistema se detiene y evitar un colapso.

*Figura 3.35. Ubicación de válvulas de aire y desagüe*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

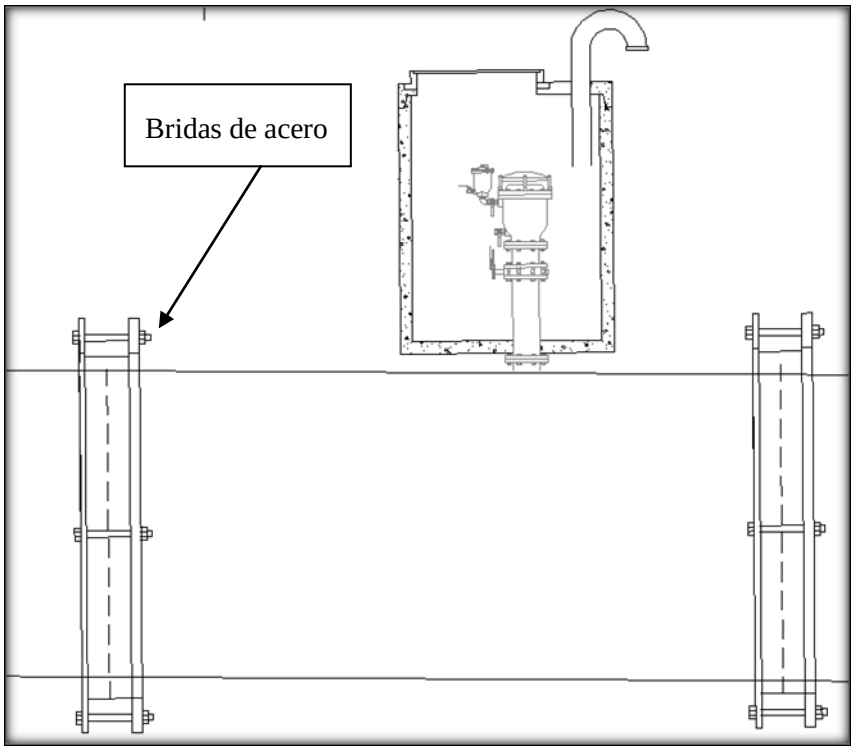
*b) Válvulas de desagüe*

También llamadas válvulas de limpieza son aquellas que se ubican en los puntos más bajos de la conducción a presión y su objetivo principal es descargar el agua que circula por la conducción en casos de emergencia o simplemente para desechar sedimentos depositados en las partes más bajas de la conducción en operaciones de mantenimiento.

En el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas para la alternativa propuesta se requirió de la ubicación de 6 válvulas de aire y 2 de desagüe a lo largo de la conducción.

El acople de dichas válvulas en la tubería de GRP se lo realizará mediante bridas.

*Figura. 3.36. Detalle de unión por medio de bridas.*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *3.4.2.2.4 Sección transversal y conformación de taludes*

Como se explicó en la parte de Geotecnia y Geología Capítulo I, el suelo presente a lo largo de la conducción de baja presión se caracteriza por ser un suelo coluvial con gran cantidad de limo y arcilla por lo que resulta ser un suelo relativamente cohesivo. Los taludes se auto sostendrán considerando taludes de H:1 y V:3 con bermas B:2 m Según Catálogos PAVCO para conformación de zanjas y anchos mínimos se recomienda lo siguiente para este tipo de suelos:

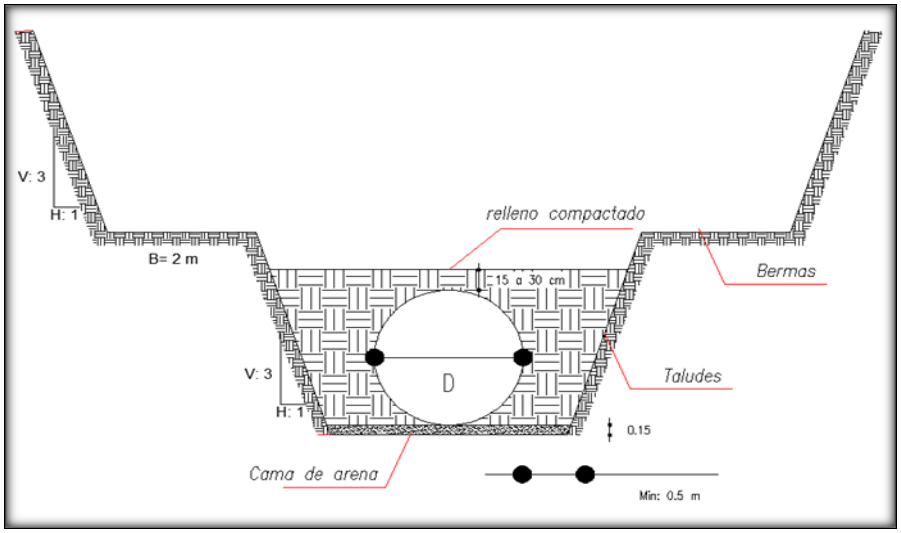
*Tabla 3.38. Conformación de zanjas para tuberías de GRP*

| **DN ( mm)** | **Longitud lateral mínima desde tubería ( mm)** | **Profundidad mínima de la cama de arena ( mm)** |
|---|---|---|
| 300-900 | 300 | 150 |
| 1000-1600 | 450 | 150 |
| 1800-2400 | 500 | 150 |
| 2800-3000 | 550 | 150 |

*Fuente: Ficha técnica tubería GRP- PAVCO*

Para el caso de la conducción de baja presión del proyecto Sardinas, la zanja tipo a lo largo de la conducción se presenta en la Figura 3.37.:

*Figura 3.37. Detalle zanja tipo conducción de baja presión.*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El ancho total de la zanja con un diámetro de tubería nominal de DN= 2.0 m será de 3.2 metros.

### *3.4.3 Optimización de la tubería de presión*

#### *3.4.3.1 Criterios de diseño*

a) La optimización de las dimensiones de la conducción a presión de un Proyecto Hidroeléctrico dependen de sus costos iniciales de inversión (C1) y sus costos anuales de explotación y mantenimiento C2 durante la vida útil del proyecto.

b) Igualmente depende de las pérdidas por beneficios o rentas que se dejan de percibir por la potencia y energía no generadas "p" que se producen por las pérdidas hidráulicas por fricción y menores en el tramo que se analice.

c) El análisis económico se puede realizar en base a dos criterios básicos:

**Actualización del capital:** Se basa en la actualización de todos los costos y pérdidas ocasionados durante la vida útil de un proyecto, a un capital equivalente al principio de la explotación del proyecto.

**Anualidad del capital:** Se basa en analizar los costos anuales de inversión y de explotación relacionándolos con los costos de pérdidas anuales por potencia y energía no generadas.

d) El criterio que se utilizará para la optimización de la tubería de presión para el Proyecto Sardinas es el de "Actualización del capital".

e) Cualquier costo o perdida $C2_i$ en el año i, su valor actual es:

$$C_{o2i} = \frac{C_{2i}}{(1+r)^i}$$

En donde:

i= Año cualquiera dentro del periodo de vida útil del proyecto.

r= Tasa de interés anual o de actualización del capital.

f) Lo gastado en "n" años tendría un valor presente total de $C_o$.

$$C_o = \sum \frac{C_{2i}}{(1+r)^i}$$

g) El valor de $C_{2i}$ es variable en cada año, pero el análisis se lo realiza a valores constantes durante los n años, es decir que $C_{2i} = C_2$.

h) Para la consideración anteriormente expuesta y el criterio a ser utilizado en esta disertación se da lo siguiente:

$$C_o = \alpha * C_2.$$

Donde el valor anual en cada año será afectado por un coeficiente de actualización "α" que permitirá determinar el gasto producido en "n" años por operación y mantenimiento afectado por la tasa de interés adoptada.

$$\alpha = \frac{[(1+r)^n - 1]}{[r * (1+r)^n]}$$

i) Los tres elementos para la optimización de la tubería ( C1, C2, p ) se resumen en la Tabla 3.39., detallando las curvas de capital, perdidas y optimización donde estos intervienen:

*Tabla 3.39. Elementos necesarios para la optimización de la tubería de presión*

| **Gastos** | **Actualización del capital** | **Descripción** |
|---|---|---|
| Curva de capital: | C1 | Capital o inversión inicial |
| Capital invertido C1 + Costos de explotación αC2 | α*C2 | |
| Curva de pérdidas: Pérdidas por potencia y energía no generadas actualizadas | α*p | Son costos activos o ingresos no percibidos. Se los define como pérdidas |
| Curva de optimización | (C1 + α*C2) + α*p | Valor mínimo = Óptimo buscado |

*Fuente: Ing. Nelson Moncayo- Optimización de conducciones de proyectos hidroeléctricos*

j) La sección optima de conducción puede seleccionarse para los diámetros que se estén analizando, para el punto que produzca el mínimo valor de la suma (C1 + α*C2) + α*p.

k) En los conductos a presión, a mayor diámetro D aumenta la sección y se tendrá mayor inversión inicial del capital y mayores gastos anuales de explotación (Curva de capital ascendente).

l) Al aumentar la sección hidráulica y al circular los caudales con menor velocidad producen menos perdidas y por consiguiente los costos de pérdidas por potencia y energía no generadas disminuyen (Curva de pérdidas descendente).

m) El diámetro óptimo será el que me genere menos pérdidas financieras acumuladas.

n) La estimación del costo C1 se estima de acuerdo a los siguientes rubros:

$$C1 = CD + CI$$

CD= Costos directos pagados a precios unitarios (Tubería de presión)

CI= Constituyen un porcentaje de los costos directos (CI= %CD).

o) En los costos indirectos se incluyen Costos Indirectos por Ingeniería, Por imprevistos y Por gastos financieros.

*Tabla 3.40. Costos indirectos*

| C. Indirectos | Descripción | Valor ( %) |
|---|---|---|
| Por ingeniería y Administración | Ingeniería | 4 a 6 |
| | Administración | 5 a 8 |
| | Ingeniería y administración | 9 a 12 |
| Por imprevistos | Prefactibilidad | 20 a 25 |
| | Factibilidad | 15 a 20 |
| | Diseño | 10 a 15 |
| Por gastos financieros | $\Sigma$(C.I. financiero i)=CDi $(1+r)^n$- CDi | $\Sigma$(C.I. financiero i) / CD |

*Fuente: Ing. Nelson Moncayo- Optimización de conducciones de proyectos hidroeléctricos*

p) La estimación de los costos anuales de explotación C2 se lo hace a través de un porcentaje de los costos de inversión C1. Normalmente U%=0,5 a 1.0 %.

q) La estimación de las pérdidas por potencia y energía no generadas (p) se la realiza en función del costo por KWh generado durante el año, igualmente afectado por el coeficiente de actualización. Según el CONELEC el valor del KWh es de 0.0781 para la tasa de interés del 12%.

*Tabla 3.41. Valores de KWh según CONELEC*

| **Centrales** | **Capacidad(MW)** | **Territorio Continental** |
|---|---|---|
| Hidroeléctricas | C≤ 10 | 7.81 |
| | 10< C ≤ 30 | 6.86 |
| | 30 < C ≤ 50 | 6.51 |

*Fuente: CONELEC-Regulación No. CONELEC-001/13*

r) La tubería de presión del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas será de un acero Grado 80 ASME/ASTM A572 que presenta las siguientes características mecánicas:

*Tabla 3.42. Características de la tubería de presión*

| **Tubería de Presión** | | |
|---|---|---|
| **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
| Material | Acero | |
| Especificación | ASME/ASTM A572 | |
| Grado | 80 | |
| Resistencia a la tracción | 5400 | $kg/cm^2$ |
| Resistencia a la compresión | 5400 | $kg/cm^2$ |
| Resistencia admisible ( Fluencia) | 4334 | $kg/cm^2$ |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

### *3.4.3.2 Dimensionamiento de la tubería de alta presión*

La optimización de la tubería de alta presión se analiza dependiendo del caudal a turbinar, la altura bruta y neta de generación, y la longitud de la tubería.

El diámetro debe ser determinado en base a un estudio económico; para el caso del Proyecto Sardinas se pueden observar los parámetros utilizados para encontrar el diámetro óptimo en la Tabla 3.43. La altura neta para generación hidroeléctrica utilizando turbinas Francis se la toma desde el nivel de restitución del caudal.

*Tabla 3.43. Parámetros requeridos para el cálculo del diámetro óptimo en la tubería de presión*

| **Parámetros iniciales** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Caudal a turbinar | $Q_{turb}$ | 8 | $m^3/s$ |
| Altura neta | $H_{neta}$ | 98.765 | m |
| Longitud de la tubería | $L_{tub-ap}$ | 528.011 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Las características de la tubería a imponerse son fundamentales para encontrar el diámetro óptimo. Es necesario realizar el análisis con varios diámetros dentro del margen admisible de velocidades, estableciendo los costos de tubería, energía y potencia perdidas por concepto de resistencias hidráulicas. En este caso, por tratarse de una tubería de presión, se realizará el análisis para tuberías de acero con las características presentadas en la Tabla 3.44.:

*Tabla 3.44. Características de la tubería de presión*

| **Parámetros iniciales** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Peso específico | $\gamma_{acero}$ | 7.850 | $t/m^3$ |
| Costo | $\$_{acero}$ | 5416.38 | \$/t |
| Rugosidad absoluta | $\varepsilon$ | 3.000E-05 | m |
| Espesor de la tubería | e | 0.008 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El análisis de las tuberías se los hará para diámetros entre 1400 mm y 2800 mm. El objetivo prioritario es determinar las pérdidas menores y por fricción registradas en

cada uno de los diámetros analizados; así permitirnos en primera instancia encontrar la potencia y energía perdida por acción de las pérdidas generadas a lo largo de la tubería.

Para esto se calculan las secciones internas de cada una de las tuberías así como las velocidades de flujo con un caudal $Q_{turb}$= 8 $m^3$ el cual será turbinado aguas abajo en la casa de máquinas.

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$A = \pi * \frac{D^2}{4}$$

A partir de la velocidad anteriormente obtenida para cada diámetro se calcula la carga de velocidad que nos servirá para determinar las perdidas menores a lo largo de la tubería. La carga de velocidad será:

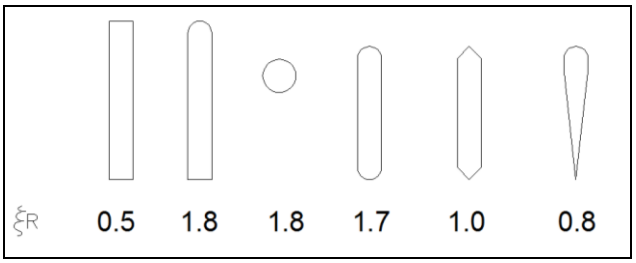
$$H = \frac{V^2}{2 * g}$$

Las perdidas menores son aquellas que son ocasionadas por factores que interrumpen el flujo normal del agua como las rejillas de entrada a la tubería, la forma de entrada del agua hacia la tubería al inicio, los cambios de dirección, válvulas, bifurcaciones y estrechamientos de la tubería. Estos valores son estimativos que según (Construcción de pequeñas centrales Hidroeléctricas, Construcción paso a paso, Ortiz) se representan de la siguiente manera:

**Pérdidas en la rejilla: $\xi_R$**

En función de la forma geométrica de la rejilla, si existiere:

*Figura 3.38. Pérdidas en la rejilla $\xi_R$*

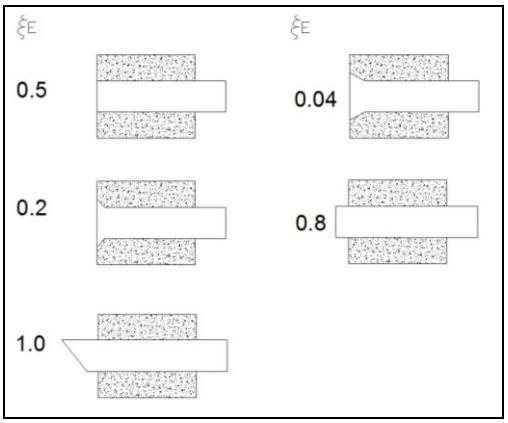



*Fuente: Ramiro Ortiz- Pequeñas centrales hidroeléctricas, construcción paso a paso*

**Pérdidas por entrada: $\xi_E$**

La forma de la entrada desde el tanque de carga:

*Figura 3.39. Pérdidas por entrada $\xi_E$*




*Fuente: Ramiro Ortiz- Pequeñas centrales hidroeléctricas, construcción paso a paso*

**Pérdidas en codos:** $\xi_k$

Las pérdidas por codos se consideran a cualquier cambio en de dirección de la tubería ya sea en planta o perfil, como se indica en la Tabla 3.45.:

*Tabla 3.45. Coeficientes de pérdida* $\xi_k$

| Coeficientes de pérdida $\xi_k$ para codos de tubos circulares | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **α($^0$)** | 10 | 15 | 22.5 | 30 | 45 | 60 | 90 |
| $\xi_k$ | 0.044 | 0.062 | 0.154 | 0.165 | 0.32 | 0.684 | 1.265 |

*Fuente: Ramiro Ortiz- Pequeñas centrales hidroeléctricas, construcción paso a paso*

**Pérdidas por presencia de válvulas:** $\xi_v$

Las válvulas generalmente se las toma como las válvulas de admisión a la casa de máquinas, como se indica en la Tabla 3.46.:

*Tabla 3.46. Coeficientes de pérdida* $\xi v$

| Coeficientes de pérdida $\xi_v$ para tipos de válvulas | |
|---|---|
| Válvula mariposa | 0.2-0.4 |
| Válvula esférica | 0.14 |
| Válvula anular | 1.2-2.5 |

*Fuente: Ramiro Ortiz- Pequeñas centrales hidroeléctricas, construcción paso a paso*

**Pérdidas por bifurcación:** $\xi_{ram}$

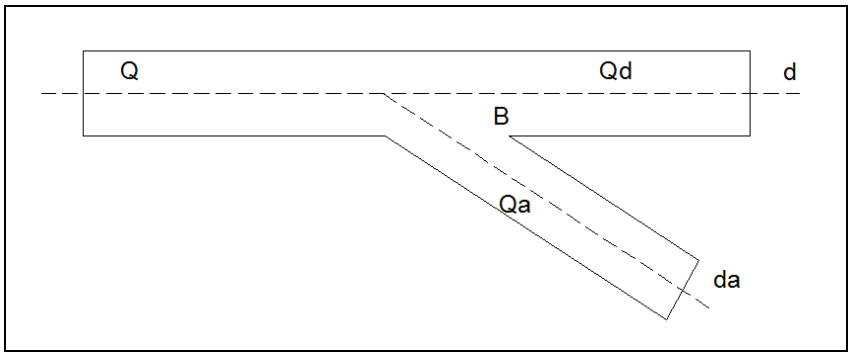
Las pérdidas por bifurcación se presentan cuando existe división de caudales para doble generación en casa de máquinas. Para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas se tiene una bifurcación a 45$^o$ con la división para caudales iguales, como se indica en la Tabla 3.47.:

*Tabla 3.47. Coeficientes de pérdida* $\xi_{ram}$

| Coeficientes de pérdida $\xi_{ram}$ para bifurcaciones de tubos circulares de cantos aristas de diámetros iguales d=da | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Ángulo de desviación β** | **90$^{O}$** | | **45$^{o}$** | |
| Coeficientes de pérdidas $\xi_{ram}$ | $\xi_{ram\ a}$ | $\xi_{ram\ d}$ | $\xi_{ram\ a}$ | $\xi_{ram\ d}$ |
| $Q_a/Q = 0$ | 0.95 | 0.04 | 0.9 | 0.04 |
| 0.2 | 0.88 | 0.08 | 0.68 | 0.06 |
| 0.4 | 0.89 | 0.05 | 0.5 | 0.04 |
| 0.6 | 0.95 | 0.07 | 0.38 | 0.07 |
| 0.8 | 1.1 | 0.21 | 0.35 | 0.2 |
| 1.0 | 1.28 | 0.35 | 0.48 | 0.33 |

*Fuente: Ramiro Ortiz- Pequeñas centrales hidroeléctricas, construcción paso a paso*

*Figura 3.40. Pérdidas por bifurcación* $\xi_{ram}$



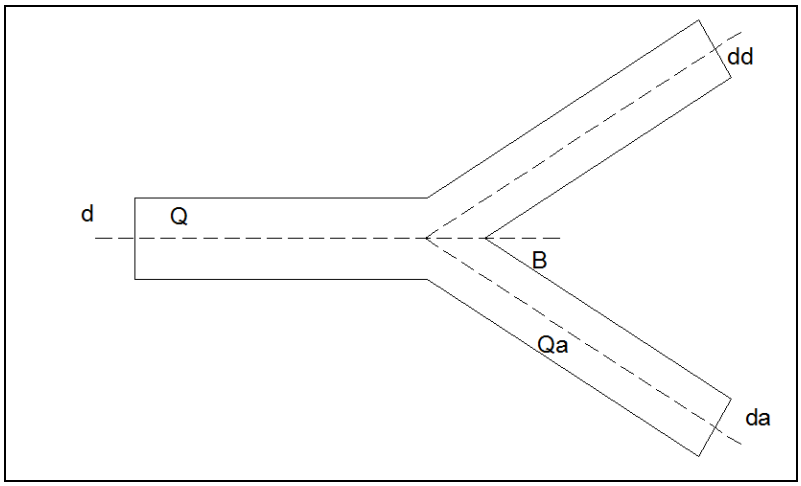

*Fuente: Ramiro Ortiz- Pequeñas centrales hidroeléctricas, construcción paso a paso*

*Tabla 3.48. Coeficientes de pérdida* $\xi_{ram}$ *para tubos en Y*

| **Coeficientes $\xi_{ram}$ para tubos en Y simétricos con B=45$^{o}$ y diferente admisión** | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **da/d** | **1.0** | | **0.707** | |
| **Qa/Q = 0** | **$\xi_{ram\ a}$** | **$\xi_{ram\ d}$** | **$\xi_{ram\ a}$** | **$\xi_{ram\ d}$** |
| 0.5 | 0.55 | 2.2 | 0.75 | 0.75 |
| 1.0 | 0.5 | 0.5 | 1.35 | 0.34 |

*Fuente: Ramiro Ortiz- Pequeñas centrales hidroeléctricas, construcción paso a paso*

*Figura 3.41. Pérdidas por bifurcación $\xi_{ram}$ para tubos Y*




*Fuente: Ramiro Ortiz- Pequeñas centrales hidroeléctricas, construcción paso a paso*

Las pérdidas ocasionadas por las interrupciones anteriormente explicadas, adoptadas para el caso de la Central Hidroeléctrica Sardinas, se representan con la siguiente expresión:

$$h_m = (\xi_R + \xi_E + \xi_k + \xi_v + \xi_{ram}) * \frac{V^2}{2 * g}$$

Obteniendo los valores presentados en la Tabla 3.49.:

*Tabla 3.49. Tabla de coeficientes adoptados*

| **Descripción** | **Valor** |
|---|---|
| Coef. Por rejilla | 0 |
| Coef. Por entrada | 0 |
| Coef. Por codos | 1.44 |
| Coef. Por válvulas | 0.2 |
| Coef. Por Bifurcación | 0.75 |
| Coef. Por estrechamiento | 0 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

$$h_m = (0 + 0 + 1.44 + 0.2 + 0.75 + 0) * \frac{V^2}{2 * g}$$

El coeficiente por rejilla tiene un valor de cero por el hecho de que no se requiere su ubicación en la tubería de alta presión, este instrumento fue ubicado previamente en el tanque de carga. A su vez, cabe destacar que dentro del trazado de la tubería de alta presión se requiere de un codo de 90° inmediatamente después de la chimenea de equilibrio para direccionar el flujo hacia la casa de máquinas; por este motivo, el coeficiente por codos tiene un valor elevado de 1.44.

Las pérdidas que también se consideran son las generadas por la fricción. Las pérdidas se las calcula con la ayuda de la expresión de Darcy- Weisbach para flujos a presión:

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g}$$

El factor de fricción de Darcy (f) para la tubería será obtenido mediante la ecuación dictada por Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10}\left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.7} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{f}}\right)$$

Siendo:

$\varepsilon$ =Rugosidad absoluta del material

$D$ = Diámetro interno de la tubería en consideración

$Re$ = Numero de Reynolds.

El número de Reynolds se obtiene con la expresión:

$$Re = \frac{V * D}{\vartheta}$$

Siendo=

$\vartheta$ = Viscosidad cinemática del fluido. (Para agua a $T = 15^{o}$, $\vartheta$ =1.139 * 106)

$V$ =Velocidad de flujo en la tubería.

Como el valor de "f" no se lo puede obtener directamente como resolución de una ecuación despejándolo, este se determina a raíz de una iteración o tanteo del valor para que se cumpla la igualdad. Este tanteo se lo hace lógicamente para cada diámetro en análisis. Los valores de f para los diámetros analizados no varían considerablemente y oscilan entre el valor de 0.010.

A continuación, las Tablas 3.46. y 3.47. indican los resultados obtenidos para cada uno de los diámetros, específicamente en lo referente a pérdidas totales:

*Tabla 3.50. Factores de fricción para cada diámetro de tubería de presión*

| **Diámetro** | **1.4** | **1.5** | **1.6** | **1.7** | **1.8** | **1.9** | **2.0** | **2.1** | **2.2** | **2.3** | **2.4** | **2.5** | **2.6** | **2.7** | **2.8** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Factor de fricción** | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 |
| | 10.024 | 10.033 | 10.038 | 10.038 | 10.038 | 10.034 | 10.028 | 10.020 | 10.012 | 10.002 | 9.990 | 9.979 | 9.967 | 9.954 | 9.940 |
| | 10.024 | 10.033 | 10.038 | 10.039 | 10.038 | 10.034 | 10.028 | 10.020 | 10.012 | 10.002 | 9.991 | 9.979 | 9.967 | 9.954 | 9.941 |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Tabla 3.51. Pérdidas en la tubería de presión para cada diámetro disponible*

| **Diámetro interno** | **m** | **1.4** | **1.5** | **1.6** | **1.7** | **1.8** | **1.9** | **2.0** | **2.1** | **2.2** | **2.3** | **2.4** | **2.5** | **2.6** | **2.7** | **2.8** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Área de la sección** | $m^2$ | 1.539 | 1.767 | 2.011 | 2.270 | 2.545 | 2.835 | 3.142 | 3.464 | 3.801 | 4.155 | 4.524 | 4.909 | 5.309 | 5.726 | 6.158 |
| **Número de Reynolds** | Re | 6387756 | 5961906 | 5589287 | 5260505 | 4968255 | 4706768 | 4471429 | 4258504 | 4064936 | 3888200 | 3726191 | 3577144 | 3439561 | 3312170 | 3193878 |
| **Velocidad de flujo** | m/s | 5.197 | 4.527 | 3.979 | 3.525 | 3.144 | 2.822 | 2.546 | 2.310 | 2.105 | 1.926 | 1.768 | 1.630 | 1.507 | 1.397 | 1.299 |
| **Carga de velocidad** | m | 1.377 | 1.045 | 0.807 | 0.633 | 0.504 | 0.406 | 0.331 | 0.272 | 0.226 | 0.189 | 0.159 | 0.135 | 0.116 | 0.100 | 0.086 |
| **Perdidas por fricción** | m | 5.168 | 3.654 | 2.643 | 1.952 | 1.467 | 1.120 | 0.868 | 0.681 | 0.541 | 0.434 | 0.351 | 0.287 | 0.237 | 0.196 | 0.164 |
| **Pérdidas menores** | m | 3.565 | 2.705 | 2.090 | 1.640 | 1.305 | 1.051 | 0.856 | 0.704 | 0.585 | 0.489 | 0.413 | 0.351 | 0.300 | 0.258 | 0.223 |
| **Pérdidas totales** | m | 8.733 | 6.359 | 4.733 | 3.592 | 2.772 | 2.171 | 1.724 | 1.385 | 1.125 | 0.923 | 0.764 | 0.638 | 0.536 | 0.454 | 0.387 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Con los resultados obtenidos de pérdidas totales se puede obtener la potencia de generación hidroeléctrica perdida a causa de la fricción e interrupciones localizadas en la tubería. La energía producida por dicha potencia será vendida a una tarifa de 0.0781 $ Kwh/año.

La potencia útil o aprovechable en una central hidroeléctrica se determina mediante la expresión:

$$P = 9.81 * \eta * \gamma * Q * H_n$$

En donde:

$\eta$ =Eficiencia de los equipos de generación.

$\gamma$ =Peso específico del agua (1 t/m$^3$)

$H_n$ =Altura neta ($H_n = H_B - h_T$)

$h_T$ =Perdidas totales

Y la potencia perdida se la determina con la misma expresión solo que la carga $H_n$ se reemplaza por las pérdidas totales $h_T$ de la siguiente manera:

$$P_p = 9.81 * \eta * \gamma * Q * h_T$$

En la Tabla 3.52. se pueden observar los valores de viscosidad cinemática, eficiencia de equipos que está en función de la eficiencia de los equipos y eficiencia de las turbinas y que oscila generalmente entre los valores de 0.87 y 0.89, peso específico del agua, tarifa del kwh, y las horas al año trabajadas que fueron adoptados para obtener la cantidad de dinero perdida a causa de las pérdidas en la tubería:

*Tabla 3.52. Datos generales para las turbinas*

| Descripción | Unidad | Valor |
|---|---|---|
| Viscosidad cinemática ( 15°) | $m^2/s$ | 1.1390E-06 |
| Eficiencia de equipos | η | 0.87 |
| Peso específico del agua | $t/m^3$ | 1 |
| Factor de planta | FP | 0.75 |
| Costo energía | $*Kwh/año | 0.0781 |
| Horas al año | h/año | 8760 |
| Tasa de interés | r | 0.12 |
| Años del préstamo | # | 10 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El factor de planta para la Central Sardinas se estimó de 0,75 por experiencia en el diseño de mini centrales hidroeléctricas de la compañía ASTEC y se representa como la relación entre la potencia media generada y la potencia máxima de generación si la Central trabajara durante todo el año sin interrupciones.

$$FP = \frac{P_{med}}{P_{max}}$$

El costo de energía se lo obtuvo a partir de las tarifas preferenciales impuestas por el CONELEC para la tasa de interés o descuento del 12 %

Este proceso es necesario para realizar la curva de pérdidas y se lo detallará más adelante en el Numeral: *Cálculo de valor de las pérdidas por potencia Pp y energía no generadas*

*3.4.3.2.1 Cálculo de los costos anuales de inversión C1*

La estimación del costo anual del capital se lo realiza considerando los costos directos e indirectos de construcción. Como ya se mencionó en las consideraciones de diseño, con el capital de inversión C1 se elaborará la curva de capital.

El capital C1 corresponde a la sumatoria de costos directos y costos indirectos en el proyecto, para ello se los debe estimar de acuerdo a los criterios que se indicarán a continuación:

*a) Costos directos*

Los costos directos son intervenidos por volúmenes de obra realizados y pagados con el criterio de precios unitarios. Entre estos intervienen rubros como la excavación, drenaje, materiales, acabados, revestimientos, etc. En este caso, para etapa de factibilidad, se consideraran exclusivamente costos generados por la compra y colocación de la tubería de presión, en si el material de la tubería.

Anteriormente en la Tabla 3.40. correspondiente a las características de la tubería de presión, se presentó el costo por tonelada de acero en la tubería. Con este dato se procede a calcular el costo directo de material que representará el dato CD y posteriormente el cálculo del costo de inversión C1.

$$C1 = CD + CI$$

Siendo la tubería de sección circular y de un espesor de 0.008 m, se encuentra la sección de acero necesaria para este tipo de tubería obviamente para cada diámetro analizado.

La sección de acero representa una corona circular de área:

$$A = \pi * (R^2 - r^2)$$

Siendo:

$R =$ Radio externo de la tubería de presión

$r =$ Radio interno de la tubería de presión.

Teniendo el área de acero se procede a calcular su volumen:

$$V = \pi * (R^2 - r^2) * L$$

Siendo:

$L =$ Longitud de la tubería de acero

Conociendo la densidad del acero ( $\delta = 7.85\ t/m^3$) se puede calcular el peso de la tubería en toneladas.

$$W = \pi * (R^2 - r^2) * L * 7.85\ t/m^3$$

Y por lo tanto, el costo directo por el material de la tubería será:

$$CD = \pi * (R^2 - r^2) * L * 7.85 \frac{t}{m^3} * 5416.38\ \frac{\$}{t}$$

*b) Costos indirectos*

Los costos indirectos son aquellos que no intervienen directamente en el proceso de producción, pero son parte fundamental para el desarrollo del proyecto y elaboración de un presupuesto de inversión inicial. Entre los costos indirectos considerados para el diseño de una Central Hidroeléctrica son los siguientes:

- Costos indirectos de Ingeniería y Administración
- Costos indirectos por imprevistos
- Costos indirectos por gastos financieros durante la construcción

Según “Optimización de Conducciones de Proyectos Hidroeléctricos” del Ing. Nelson Moncayo, los costos indirectos constituyen en su totalidad un porcentaje de los Costos Directos (CD).

$$CI = \% * CD$$

Dichos porcentajes se presentan en la Tabla 3.53.:

*Tabla 3.53. Costos indirectos para el proyecto Sardinas*

| C. Indirectos | Descripción | Valor (%) |
|---|---|---|
| Por ingeniería y Administración | Ingeniería | 4 a 6 |
| | Administración | 5 a 8 |
| | Ingeniería y administración | 9 a 12 |
| Por imprevistos | Pre factibilidad | 20 a 25 |
| | Factibilidad | 15 a 20 |
| | Diseño | 10 a 15 |
| Por gastos financieros | Σ(C.I. financiero i)=CDi $(1+r)^n$- CDi | Σ(C.I. financiero i) / CD |

*Fuente: Ing. Nelson Moncayo- Optimización de conducciones de proyectos hidroeléctricos*

Los porcentajes de costos indirectos dentro del Proyecto Sardinas se presentan en la Tabla 3.54.:

*Tabla 3.54. Porcentajes de costos indirectos para el proyecto Sardinas*

| Descripción | Unidad | Valor |
|---|---|---|
| C.I. por Ingeniería y Administración | % | 11 |
| C.I. por Imprevistos | % | 15 |
| C.I. por Gastos financieros | % | 12 |

*Fuente: Ing. Nelson Moncayo- Optimización de conducciones de proyectos hidroeléctricos*

El porcentaje de costos indirectos por Gastos Financieros se estimó de la siguiente manera:

El análisis se realiza para fracciones de tiempo menores (trimestral o mensual) pero para facilitar el cálculo e ilustrarlo de mejor manera se lo realizará de forma anual. Se considera que las inversiones anuales se las realiza a mitad de cada año.

Se supone que el período de construcción será de 2 años lo que hace suponer que el capital invertido se repartirá para los 2 años de construcción. Como el costo directo de materiales es variable dependiendo del diámetro de la tubería lo que se realizó fue tomar un diámetro intermedio que nos dé un porcentaje de gastos financieros promedio y que será utilizado para el cálculo de costos indirectos en todos los diámetros.

Se tomó al costo directo a invertir para la tubería del diámetro D= 2000 mm con lo que dividimos el costo directo CD de esta tubería en 2 años de construcción.

*Tabla 3.55. Costo directo de inversión*

| | |
|---|---|
| **Años de construcción** | 2 |
| **Capital invertido en año i** | 5666600.2296 |
| **Tasa de interés** | 0.12 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

$$\Sigma(\text{C.I. financiero i}) = CDi\ (1+r)^{ni} - CDi$$

*Tabla 3.56. Costo indirecto para gastos financieros*

| **Años en la construcción** | 2 | 1 |
|---|---|---|
| **$(1+r)^n$** | 1.185 | 1.058 |
| **C.I. $_{\text{finaciero i}}$** | 104989.08 | 33033.09 |

| | |
|---|---|
| **$\Sigma$(C.I. $_{\text{finaciero i}}$)** | 138022.17 |
| **z** | 0.12 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

$$z\% = \frac{\Sigma(\text{C.I. financiero i})}{1133200.459\ dolares} = 0.12\ \%$$

Teniendo ya los valores porcentuales para el cálculo del costo indirecto se obtiene el valor de C1 de la siguiente manera:

$$C1 = CD + \%CD$$

$$C1 = CD + (0.11 + 0.15 + 0.12) * CD$$

*3.4.3.2.2 Cálculo del valor anual por amortización C2*

El cálculo del costo C2 se lo realizará por medio del método mostrado en "Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Construcción paso a paso" de Ortiz; donde el valor anual por amortización y mantenimiento de la tubería de presión está en función del costo por tonelada de tubo instalado, el peso del tubo y sus accesorios y el porcentaje de la tasa de descuento adoptada en porcentaje.

$$C2 = Ctub * Gt * r/100$$

Dónde:

$Ctub$ = Costo de una tonelada de tubo instalado

$C2$ = Valor anual de amortización y mantenimiento de la tubería

$Gt$ = Peso de la tubería más accesorios

$r$ =Tasa de descuento adoptada

$$Gt = A * L * \delta * r/100$$

Dónde:

$A$ =Area de la sección de acero de la tubería (Corona circular)

$L$ =Longitud de la tubería de presión.

$\delta$ =Densidad del acero ($\delta = 7.85\ t/m^3$)

Los gastos anuales C2 que incurren en la operación y mantenimiento de la conducción se puede ver que se los estima como un porcentaje del total invertido C1. En el folleto "OPTIMIZACIÓN DE CONDUCCIONES DE PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS" del Ing. Nelson Moncayo se dan valores porcentuales para el cálculo de C2:

$$C2 = U\% * C1$$

El porcentaje U% generalmente esta entre el 0.5% y el 1%.

En la presente disertación se utilizó el método propuesto por (Ortiz, 1997) y se comprobará que el valor obtenido de C2 este dentro de los porcentajes recomendados por (Moncayo, 2007).

Partiendo de las expresiones anteriormente enunciadas para el cálculo del peso de la tubería $Gt$ y C2 se puede realizar un cuadro observando los valores para cada una de las tuberías analizadas:

$$Gt = A * L * \delta * r/100$$

$$C2 = Ctub * Gt * r/100$$

*Tabla 3.57. Valor anual por amortización*

| **Diámetro** | | **1.4** | **1.5** | **1.6** | **1.7** | **1.8** | **1.9** | **2.0** | **2.1** | **2.2** | **2.3** | **2.4** | **2.5** | **2.6** | **2.7** | **2.8** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Amortización anual** | C2 | 11442.2 | 12254.8 | 13067.5 | 13880.1 | 14692.8 | 15505.4 | 16318.1 | 17130.7 | 17943.4 | 18756.0 | 19568.7 | 20381.4 | 21194.0 | 22006.7 | 22819.3 |
| **Coeficiente de actualización** | α | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.7 |
| **Amortización total** | αC2 | 64651 | 69242 | 73834 | 78426 | 83017 | 87609 | 92201 | 96793 | 101384 | 105976 | 110568 | 115159 | 119751 | 124343 | 128934 |
| **Inversión inicial** | C1 | 1096540.7 | 1174420.1 | 1252299.4 | 1330178.7 | 1408058.0 | 1485937.3 | 1563816.6 | 1641695.9 | 1719575.3 | 1797454.6 | 1875333.9 | 1953213.2 | 2031092.5 | 2108971.8 | 2186851.1 |
| **Sección de acero( tubería)** | m2 | 0.035 | 0.038 | 0.040 | 0.043 | 0.045 | 0.048 | 0.050 | 0.053 | 0.055 | 0.058 | 0.061 | 0.063 | 0.066 | 0.068 | 0.071 |
| **Volumen** | m3 | 18.688 | 20.015 | 21.343 | 22.670 | 23.997 | 25.325 | 26.652 | 27.979 | 29.306 | 30.634 | 31.961 | 33.288 | 34.616 | 35.943 | 37.270 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*El valor del coeficiente de actualización α es requerido para actualizar los valores de amortización. Esto se explica más adelante en el numeral: Curva de optimización.

Con los valores de C1 y C2 para cada una de las opciones de tubería y conociendo que el costo C2 es una parte porcentual del valor de inversión inicial C1, se puede comprobar que el porcentaje U%= 1.0 está dentro de los límites recomendados por Moncayo (Entre 0.5 % y 1.0 % de C1):

$$U\% = \frac{C2}{C1} * 100$$

$$U\% = \frac{16318.1}{1641695.9} * 100$$

$$U\% = 1.0$$

*3.4.3.2.3 Cálculo de valor de las pérdidas por potencia Pp y energía no generadas*

Para estimar el valor de las pérdidas por potencia y energía no generadas como se realizó anteriormente se estimó el precio anual del KW de potencia generada y el costo del kWh de la energía primaria y secundaria de la central hidroeléctrica sujeta a análisis. Estos valores de pérdidas son necesarios para generar la curva de pérdidas. Existen tres criterios para determinar estas pérdidas:

*a) Criterio de costos del parque térmico equivalente*

El parque térmico equivalente es un grupo de centrales térmicas cuya generación combinada entregaría una potencia similar a la potencia garantizada de la central, con su respectiva generación eléctrica para la tasa de descuento considerada en la evaluación económica.

Para este criterio se necesitan los costos de potencia y de energía primaria y secundaria. Los costos de potencia están en el orden de 150 $/KW.a mientras que los

costos de energía primaria y secundaria están en el orden de 0.04 y 0.03 $/KWh, respectivamente.

Para este análisis se tomara en cuenta la generación de energía primaria y su respectiva venta así como la venta de potencia generada anualmente. Para esto se utilizó una tarifa de energía primaria del 0.0781 $/KWh y un valor del KW generado de 153.76 $/KW.a, lo que nos permitirá determinar el valor perdido en un año de funcionamiento de la central.

*b) Criterio de costos marginales de la potencia y energías*

En este criterio intervienen los costos marginales de la potencia y de las energías primaria y secundaria que son parecidos a los indicados anteriormente, para el parque térmico equivalente.

*c) Criterio de costos comerciales de la potencia y energía*

Si no se conocen los costos marginales de la potencia y de las energías primaria y secundaria, ni del parque térmico equivalente la optimización de la tubería, puede ser realizada con los valores comerciales obtenidos de la autoridad eléctrica correspondiente.

La potencia perdida como se indicó en los criterios de diseño, se la obtienen mediante la expresión:

$$P_p = 9.81 * \eta * \gamma * Q * h_T$$

Dónde:

$h_T$ =Pérdidas totales a lo largo de la tubería.

El costo perdido por la no venta de energía primaria será:

$$E_p = P_p * 8760 \frac{h}{año} * FP * C_E$$

Dónde:

$C_E$ = Costo ponderado de la energía media anual producible a venderse.

$FP$ = Factor de planta adoptado

Las tarifas preferenciales impuestas por el CONELEC para venta de energía en Centrales Hidroeléctricas son las siguientes:

*Tabla 3.58. Tarifas impuestas por CONELEC*

| **Centrales** | **Capacidad(MW)** | **Territorio Continental (ctv/KWh.a)** |
|---|---|---|
| Hidroeléctricas | C≤ 10 | 7.81 |
| | 10< C ≤ 30 | 6.86 |
| | 30 < C ≤ 50 | 6.51 |

*Fuente: CONELEC-Regulación No. CONELEC-001/13*

*Tabla 3.59. Generación y pérdidas anuales por potencia y energía*

| Diámetro | | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2.0 | 2.1 | 2.2 | 2.3 | 2.4 | 2.5 | 2.6 | 2.7 | 2.8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Potencia generada** | KW | 6224.0 | 6386.1 | 6497.1 | 6575.0 | 6631.0 | 6672.0 | 6702.5 | 6725.7 | 6743.4 | 6757.2 | 6768.1 | 6776.7 | 6783.6 | 6789.2 | 6793.8 |
| **Potencia perdida** | KW | 596.3 | 434.2 | 323.2 | 245.2 | 189.2 | 148.2 | 117.7 | 94.6 | 76.8 | 63.0 | 52.2 | 43.5 | 36.6 | 31.0 | 26.4 |
| **Energía producida** | Gwh/año | 40.89 | 41.96 | 42.69 | 43.20 | 43.57 | 43.84 | 44.04 | 44.19 | 44.3 | 44.39 | 44.47 | 44.52 | 44.57 | 44.61 | 44.64 |
| **Producción anual** | $/año | 3193616 | 3276798 | 3333760 | 3373752 | 3402484 | 3423518 | 3439188 | 3451054 | 3460161.6 | 3467243 | 3472811 | 3477241 | 3480795 | 3483675 | 3486026 |
| **Pérdida anual ( energía)** | $/año | 305970.4 | 222787.9 | 165826.0 | 125834.1 | 97101.9 | 76068.2 | 60397.6 | 48532.1 | 39424.4 | 32343.3 | 26775.2 | 22345.2 | 18790.5 | 15911.2 | 13560.1 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *3.4.3.3 Curva de optimización*

La elaboración de la curva de optimización de la tubería de presión se la realiza a partir de todos los gastos o costos que intervienen en la construcción, operación, mantenimiento y pérdidas totales producidas por acción de resistencias hidráulicas.

El análisis económico que se realizará a continuación será a base del criterio de actualización del capital que como ya se explicó se actualizan los costos y pérdidas ocasionadas durante la vida útil del proyecto a un capital equivalente al inicio de la explotación de ese proyecto.

Este cálculo se lo realiza con ayuda de un coeficiente de actualización que está en función de la tasa de interés adoptada (r) y el número de años destinado a la vida útil del proyecto o el número de años destinados para el pago de los prestamos necesarios para el inicio de la construcción de la obra (n). El coeficiente de actualización es el siguiente:

$$\alpha = \frac{[(1+r)^n - 1]}{[r * (1+r)^n]}$$

Como el valor del coeficiente de actualización es independiente de que diámetro se utilice en el análisis, resultara ser un valor constante. El tiempo destinado al pago total del préstamo será de 10 años por lo que n= 10 años:

$$\alpha = \frac{[(1+0.12)^{10} - 1]}{[0.12 * (1+0.12)^{10}]}$$

$$\alpha = 5.65$$

Los valores de C2 son los costos de amortización anual que mediante el coeficiente de actualización, permiten llevar el valor de amortización anual durante el tiempo de pagos de préstamos o la vida útil del proyecto hasta un valor total presente o actualizado. Este valor total presente actualizado se lo determina de la siguiente manera:

$$Co = \alpha * C2$$

El valor C1 ya es un capital actualizado al principio del periodo de explotación de la Central Hidroeléctrica por lo tanto no es afectado por el coeficiente de actualización.

#### *3.4.3.4 Curva del capital*

Con estas consideraciones se procede a obtener los valores que intervendrán en la curva del capital. Se representará los diámetros analizados en el eje de las, y en el eje de las ordenadas los valores de Capital invertido C1 + Costos de explotación αC2.

#### *3.4.3.5 Curva de pérdidas*

Los valores de pérdidas por potencia y energía no generadas también son valores anuales, los cuales deben ser llevados al presente mediante el coeficiente de actualización. Por lo tanto, esto representará un costo total actualizado de las pérdidas por no generación durante toda la vida útil del proyecto o durante el tiempo que funciona la central hasta cumplir el plazo de préstamos. Igual que en la curva del capital, los valores en abscisas serán los diámetros analizados y en el eje de las ordenadas estarán representados los valores de costos por pérdidas αP.

#### *3.4.3.6 Selección de tubería óptima*

La sección óptima de la conducción nace a partir de la curva de optimización. Esta sección óptima de tubería será obtenida a partir del diámetro correspondiente al valor mínimo de la curva de optimización. La curva de optimización se genera mediante la suma de los valores anteriormente explicados (C1 + α*C2) + α*p, y el punto donde se produzca el mínimo valor de la suma representará el diámetro óptimo.

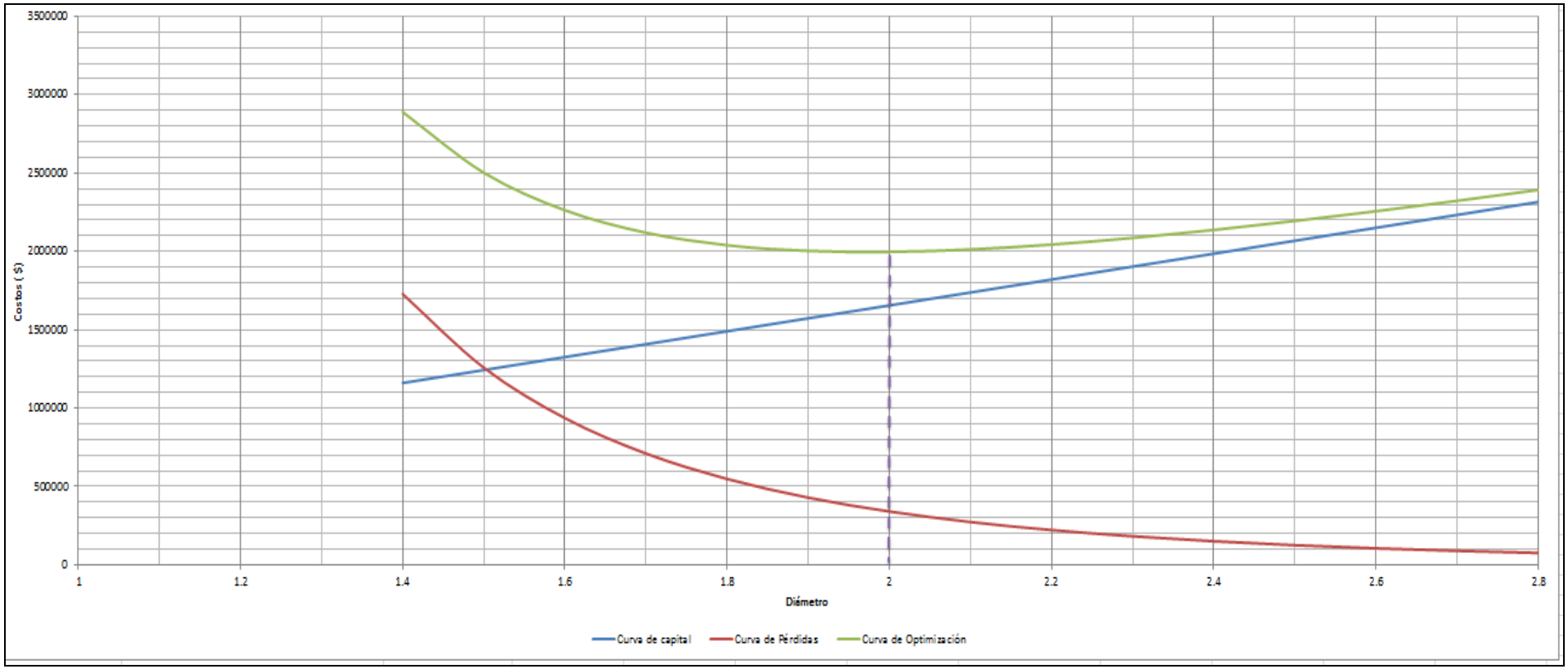
*Tabla 3.60. Selección del diámetro óptimo para la tubería de presión*

| | D (mm) | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2.0 | 2.1 | 2.2 | 2.3 | 2.4 | 2.5 | 2.6 | 2.7 | 2.8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Amortización total** | αC2 | 64651 | 69242 | 73834 | 78426 | 83017 | 87609 | **92201** | 96793 | 101384 | 105976 | 110568 | 115159 | 119751 | 124343 | 128934 |
| **Curva de capital** | C1 + αC2 | 1161192 | 1243663 | 1326134 | 1408604 | 1491075 | 1573546 | **1656017** | 1738488 | 1820959 | 1903430 | 1985901 | 2068372 | 2150843 | 2233314 | 2315785 |
| **Curva de perdidas** | αPérdidas | 1728801 | 1258801 | 936954 | 710991 | 548647 | 429802 | **341260** | 274217 | 222757 | 182747 | 151286 | 126255 | 106171 | 89902 | 76618 |
| **Curva de optimización** | | 2889992 | 2502464 | 2263087 | 2119595 | 2039723 | 2003349 | **1997277** | 2012706 | 2043716 | 2086177 | 2137187 | 2194628 | 2257014 | 2323216 | 2392403 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Después de analizar cada una de las sumatorias que dan la curva de optimización, se observa que el diámetro que presenta el menor costo acumulado en un período de 10 años y con una tasa de interés del 12 % es de D= 2.0m.

*Figura 3.42. Curva de optimización de la tubería de presión*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

## 3.5 Obras de protección

### *3.5.1 Zampeado y cuenco disipador*

#### *3.5.1.1 Consideraciones de diseño*

a) El zampeado es una obra de disipación de energía que se ubica inmediatamente después del azud con la finalidad de evitar la socavación del fondo del río por efecto de la diferencia de energías aguas arriba y abajo del mismo y proteger al material que se encuentra aguas abajo del azud de las altas velocidades que el flujo llega a adquirir en el punto más bajo de la estructura.

b) La disipación de energía se consigue con la formación del resalto hidráulico; en el caso del cauce del río Sardinas se tiene una pendiente alta con velocidades considerables y flujo supercrítico característico de ríos de alta montaña, por lo que el resalto hidráulico requerirá de la construcción de un dentellón de hormigón armado para permitir la disipación de energía al pie de la captación. Este dentellón se lo consigue mediante un profundizamiento aguas abajo del azud que estará dado por la altura conjugada del resalto hidráulico propiamente dicho.

c) La longitud del cuenco disipador estará diseñado en función de la longitud del resalto hidráulico, y profundizado de tal manera que este no se rechace aguas abajo (resalto hidráulico sumergido).

d) La altura conjugada del resalto, para que este no se rechace aguas abajo, deberá ser menor a la suma de la altura del profundizamiento “e” más el calado normal del río en condiciones normales “$Y_n$”.

$$(e + Yn) > Y_2$$

e) El caudal de diseño ($Q_{dis}$) adoptado para el cálculo del cuenco disipador corresponde al caudal centenario del río Sardinas ($Q_{máx}$ =243.76 $m^3/s$), ya que se debe diseñar las estructuras de captación para su período de vida útil y para que estas funcionen de manera óptima considerando que el caudal centenario tiene una muy baja probabilidad de excedencia y que se busca siempre la optimización en este tipo de diseños.

f) El zampeado posterior al cuenco debe estar construido con una pendiente mínima de 1% en toda su longitud para que el flujo se restituya de una manera no tan abrupta y adquiera su estado supercrítico aguas abajo.

g) La altura contraída (Y1) se la calcula en función de la conservación de energía proveniente desde aguas arriba del azud. Esta altura estará en función de los calados del paramento del azud, carga de agua por encima de la cresta del azud y la carga de velocidad.

$$E = E_1$$

Dónde:

E= Energía aguas arriba del azud (m)

$E_1$ = Energía aguas abajo del azud (m)

$$E = P + H_0 + \frac{V^2}{2g}$$

h) La energía aguas abajo estará en función del calado contraído (Y1) y la alta carga de velocidad:

$$E_1 = Y1 + 1.1 * \frac{V_1^{\,2}}{2g}$$

Se considera que las pérdidas por fricción son el 10% de la carga de velocidad.

i) La altura conjugada del resalto ( Y2) necesaria para calcular el profundizamiento del cuenco “e” se la calcula con la siguiente formula:

$$\frac{Y2}{Y1} = \frac{1}{2} * \left[\sqrt{1 + 8 * F_1^{\,2}} - 1\right]$$

Dónde:

Y1= Calado contraído

Y2= Calado conjugado

j) La longitud del resalto se ha obtenido mediante algunas fórmulas experimentales. Para la longitud del resalto en el cuenco se utilizará la formula obtenida por ( PAVLOVSKI,1937):

$$L = 2.5 * (1.9 * Y_2 - Y_1)$$

### *3.5.1.2 Dimensionamiento del cuenco disipador*

Se necesitan conocer los parámetros presentados en la Tabla 3.61. los cuales son propios del río Sardinas:

*Tabla 3.61. Parámetros río Sardinas*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Ancho del Río Sardinas | $B_{río}$ | 40.00 | m |
| Pendiente del Río Sardinas en el sitio de captación | i | 4.50 | % |
| Coeficiente de Manning para la sección del Río Sardinas (Fondo) | $n_{lecho}$ | 0.053 | _ |
| Caudal máximo Río Sardinas (Periodo de retorno 100 años) | $Q_{max}$ | 243.76 | $m^3/s$ |
| Caudal unitario $q_{max}=Q_{max}/B_{rio}$ | $q_{max}$ | 6.09 | $m^3/s$ |
| Altura del paramento aguas arriba del azud | $P_2$ | 4.5 | m |
| Altura total del azud vertedero | P | 7.00 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Se deberá conocer igualmente las condiciones aguas abajo del azud en condiciones normales. Los parámetros hidráulicos necesarios son los siguientes:

a) Tirante normal ($y_n$)

b) Tirante crítico ($y_c$)

c) Tirante contraído al pie del azud ($y_1$)

*3.5.1.2.1 Tirante normal (yn)*

Se procede a calcular $y_n$ con los parámetros del río Sardinas dados anteriormente, usando la ecuación de Manning para flujo en canales:

$$Q = \frac{A}{n} * R^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_{max} = \frac{Y_n * Brio}{n} * \left(\frac{Y_n * B_{río}}{2 * Y_n + B_{río}}\right)^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}}$$

$$243.76 = \frac{Y_n * 40.0}{0.053} * \left(\frac{Y_n * 40.0}{2 * Y_n + 40.0}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.045^{\frac{1}{2}}$$

$$Y_n = 1.32\ m$$

Para las condiciones dadas, el valor de $y_n$ en el sitio de toma del río Sardinas es de 1.32 m.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * R_h}}$$

Dónde:

$Fr =$ Número de Froude

$V =$ Velocidad media del flujo

$g =$ Aceleración de la gravedad

$R_h =$ Radio hidráulico

Donde el radio hidráulico $R_h$ se define de la siguiente manera:

$$R_h = \frac{A}{P}$$

Dónde:

$A =$Área mojada

$P =$ Perímetro mojado

$$R_h = \frac{Y_n * B_{río}}{2 * Y_n + B_{río}}$$

$$R_h = \frac{1.32 * 40.0}{2 * 1.32 + 40.0}$$

$$R_h = 1.24\ m$$

El cálculo de la velocidad de flujo se presenta a continuación:

$$V = \frac{Q_{dis}}{A}$$

$$V = \frac{Q_{dis}}{Y_n * B_{río}}$$

$$V = \frac{243.76}{1.32 * 40.0}$$

$$V = 4.62\ m/s$$

*3.5.1.2.2 Tirante crítico (yc)*

Se procede a calcular el tirante crítico $y_c$ con la siguiente expresión.

$$y_c = \left(\frac{Q}{B_{rio} * \sqrt{g}}\right)^{2/3}$$

Donde,

$y_c$ = tirante crítico (m)

$Q$ = caudal diseño ($m^3/s$)

$B_{rio}$ = ancho del río en el lugar de captación (m)

g = aceleración de la gravedad ($m/s^2$)

Para la captación del proyecto Sardinas el tirante crítico será:

$$y_c = \left(\frac{243.76}{40 * \sqrt{9.81}}\right)^{2/3} = 1.56\ m$$

Con el tirante crítico se puede encontrar la velocidad crítica del flujo ($V_c$) de la siguiente manera:

$$V_c = \frac{q_{dis}}{y_c}$$

Reemplazando los valores conocidos en la ecuación obtenemos:

$$V_c = \frac{6.09}{1.56} = 3.91\ m/s$$

*3.5.1.2.3 Tirante contraído al pie del azud*

Para el cálculo de la profundidad contraída al pie del azud se utiliza el criterio de conservación de la energía aguas arriba y abajo de la estructura de captación, de esta manera podemos encontrar la incógnita de nuestra ecuación ($y_1$) valiéndonos de parámetros ya conocidos aguas arriba.

La energía total aguas arriba se calcula con la siguiente expresión:

$$E = P + H_0 + \frac{V^2}{2g}$$

Donde,

$E$ = altura total de energía, aguas arriba de la captación (m)

$P$ = altura total del vertedero, visto desde aguas debajo de la captación (m)

$H_0$ = Carga de agua por encima de la cresta del azud (m)

V = velocidad de aproximación sobre el azud (m/s)

g = aceleración de la gravedad ($m/s^2$)

Conociendo previamente la altura del paramento visto desde aguas abajo (P = 7 m), y la altura de agua por encima del azud con un caudal de diseño centenario se puede calcular la energía aguas arriba:

$$E = 7 + 1.99 + \frac{\left(\frac{6.09}{1.99}\right)^2}{2 * 9.81} = 9.467\ m$$

Por el criterio de conservación de energía se puede definir la altura total de energía aguas abajo en función del tirante contraído:

$$E = E_1$$

$$E_1 = Y_1 + 1.1 * \frac{Q^2}{2g * {d_1}^2 * {B_r}^2}$$

En esta expresión de la energía total aguas abajo, se está asumiendo un 10% de pérdidas por efecto de fricción; reemplazando los parámetros ya conocidos tendremos:

$$E = E_1 = Y_1 + 1.1 * \frac{243.76^2}{2 * 9.81 * {d_1}^2 * 40^2} = 9.467\ m$$

Resolviendo la ecuación encontramos el valor del tirante contraído:

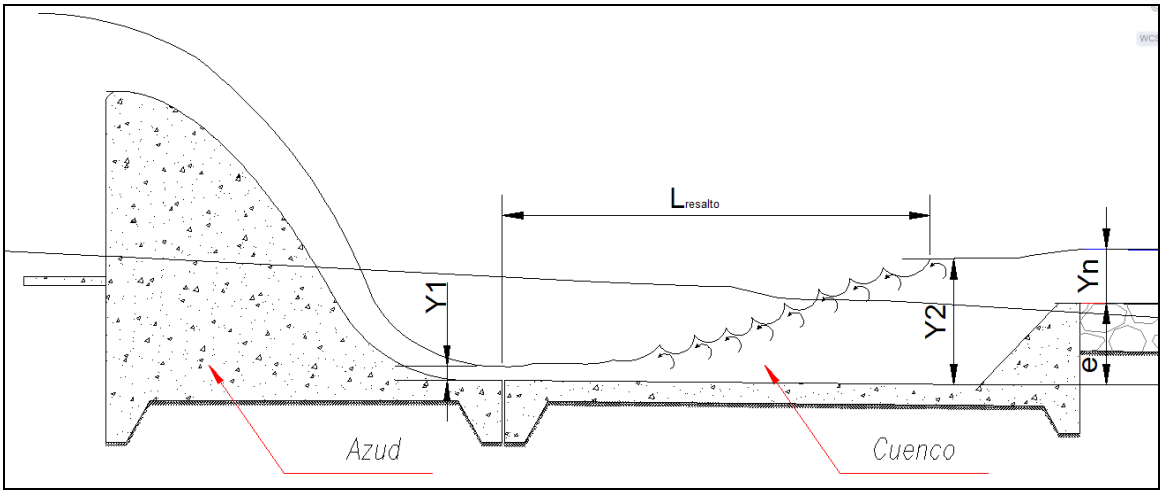
$$Y_1 = 0.481\ m$$

A su vez, podemos encontrar la velocidad al pie del azud, también llamada velocidad contraída:

$$V_1 = \frac{Q}{B_{rio} * Y_1} = \frac{243.76}{40 * 0.481} = 12.66\ m/s$$

Como se puede notar, la velocidad aguas abajo del azud es bastante elevada, para lo que se requiere de un cuenco o un colchón de agua que disipe la energía proveniente de aguas arriba del azud. Esto se logrará con un resalto hidráulico sumergido. La altura conjugada del resalto se calcula de la siguiente manera:

*Figura 3.43. Parámetros hidráulicos para las obras de zampeado y cuenco disipador*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Teniendo la altura contraída al pie del azud Y1 se podrá calcular la altura conjugada Y2 despejando de la ecuación:

$$\frac{Y2}{Y1} = \frac{1}{2} * \left[\sqrt{1 + 8 * {Fr_1}^2} - 1\right]$$

El número de Froude al pie del azud será:

$$F_{R1} = \frac{v_{cont}}{\sqrt{g * Y1}}$$

$$F_{R1} = \frac{\frac{Q_{dis}}{(B_{río} * Y1)}}{\sqrt{g * Y1}}$$

$$F_{R1} = \frac{\frac{243.76}{(40 * 0.481)}}{\sqrt{9.81 * 0.481}}$$

$$F_{R1} = 5.82 > 1 \; Flujo \; supercrítico$$

$$\frac{Y2}{0.481\ m} = \frac{1}{2} * \left[\sqrt{1 + 8 * 5.82^2} - 1\right]$$

$$Y2 = 3.73\ m$$

Ahora calculamos la longitud estimada del resalto hidráulico:

$$L = 2.5 * (1.9 * Y2 - Y1)$$

$$L = 2.5 * (1.9 * 3.73 - 0.481)$$

$$L = 16.52\ m$$

$$L_{const} = 17.00\ m$$

Se comprueba que el resalto hidráulico se sumerja con la condición antes mencionada:

Se considera un profundizamiento de 2.50 m en el cuenco.

$$(e + Yn) > Y_2$$

$$(2.5\ m\ +\ 1.32\ m) >\ 3.73m$$

$$3.82\ m >\ 3.73\ m$$

### *3.5.2 Enrocado*

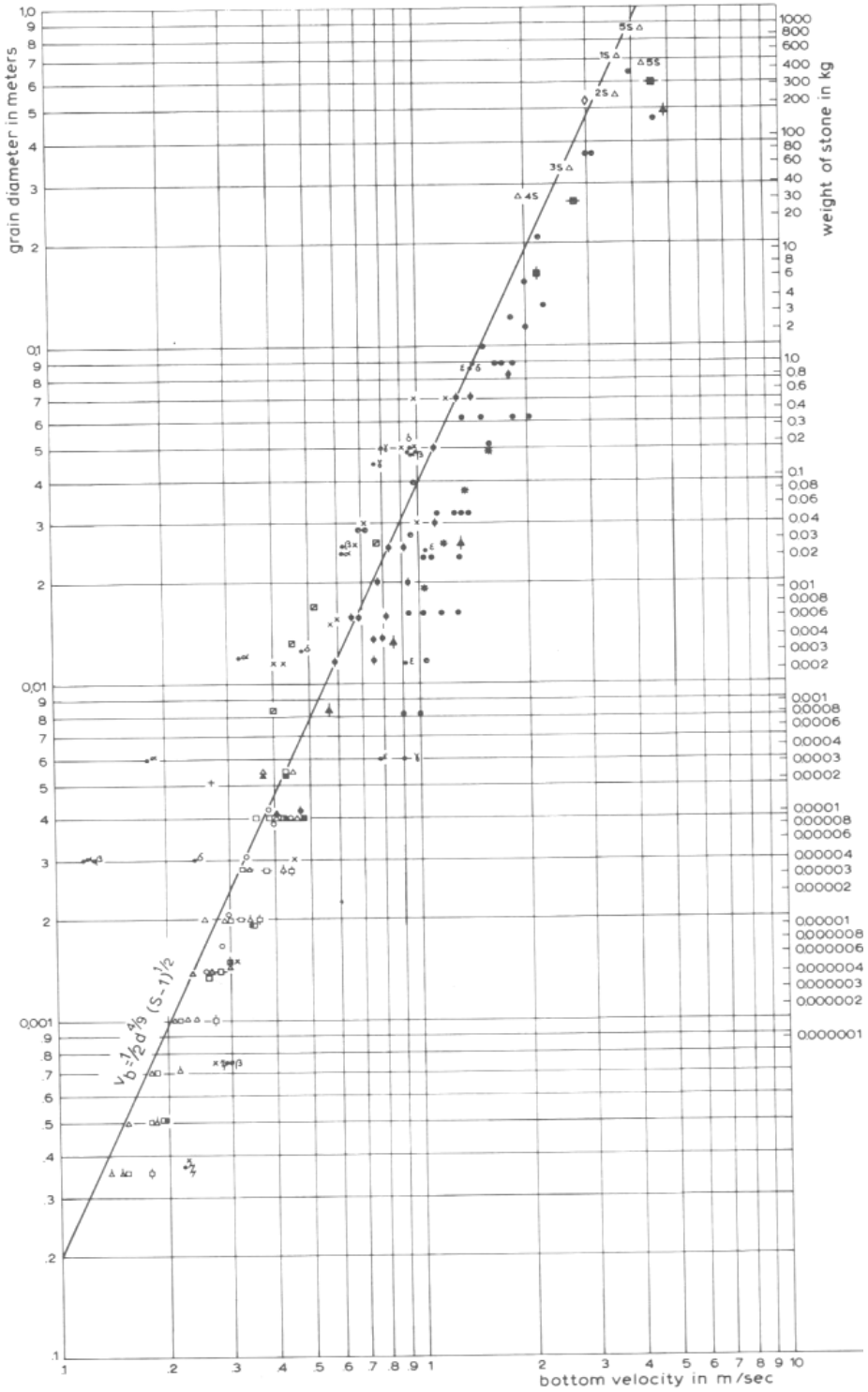
#### *3.5.2.1 Consideraciones de diseño*

a) El objetivo del enrocado es disminuir la velocidad y la socavación aguas abajo del azud, para ello generalmente se utilizan estructuras conformadas por hormigón armado, ciclópeo o piedra bola.

b) El diseño de un enrocado típico se basa en la determinación del diámetro de las rocas a utilizarse en función de la velocidad de flujo aguas abajo del azud.

c) De acuerdo a la velocidad media de flujo aguas abajo del azud se hace uso del ábaco para determinar el diámetro efectivo del enrocado y el peso de la roca.

*Figura 3.44. Diámetro efectivo y peso del enrocado*




*Fuente: Discharge Measurement Structures" Pub. Nro. 20, International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI, Wageningen-Delft Hydraulics Laboratory , Delft Holanda (Fig. A.4.8)*

d) Se calculará la velocidad media a la entrada del enrocado. El enrocado empieza cuando termina el zampeado.

e) Frente a la presencia de escurrimientos extraordinarios el enrocado debe conformarse en el objetivo que garantice su estabilidad. Para ello se lo debe confinar por medio de un dentellón cuya profundidad debe ser mayor que la profundidad de socavación general al final de la sección de enrocado.

f) Bajo el enrocado debe ubicarse un filtro con el objetivo de evitar perdida de material especialmente fino a causa de la acción hidrodinámica.

g) Se obtiene el calado de agua al inicio del enrocado y se calcula la velocidad en el enrocado aguas abajo del azud por medio de la expresión:

$$V = \frac{Q}{h * B}$$

Dónde:

Q= Caudal de crecida centenario

$h$ = Calado normal en el enrocado ( río Sardinas)

$B$ = Ancho del rio en su sitio de captación

### *3.5.2.2 Dimensionamiento del enrocado*

Algunos parámetros previos necesarios para el dimensionamiento del enrocado provienen del zampeado, ya calculado anteriormente. La Tabla 3.62. muestra dichos valores:

*Tabla 3.62. Datos generales para el diseño del enrocado*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Ancho del Río Sardinas | Br | 40.00 | m |
| Caudal máximo río Sardinas (Periodo de retorno 100 años) | $Q_{máx}$ | 243.76 | $m^3/s$ |
| Calado a la entrada del enrocado (Calado normal del río Sardinas) | $Y_n$ | 1.32 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El calado a la entrada del enrocado corresponde al calado normal del río Sardinas, calculado previamente para el zampeado de la captación.

Se requiere conocer la velocidad a la entrada del enrocado por lo que se realiza el siguiente cálculo:

$$V = \frac{Q}{h * B}$$

$$V_n = \frac{243.76}{1.32 * 40}$$

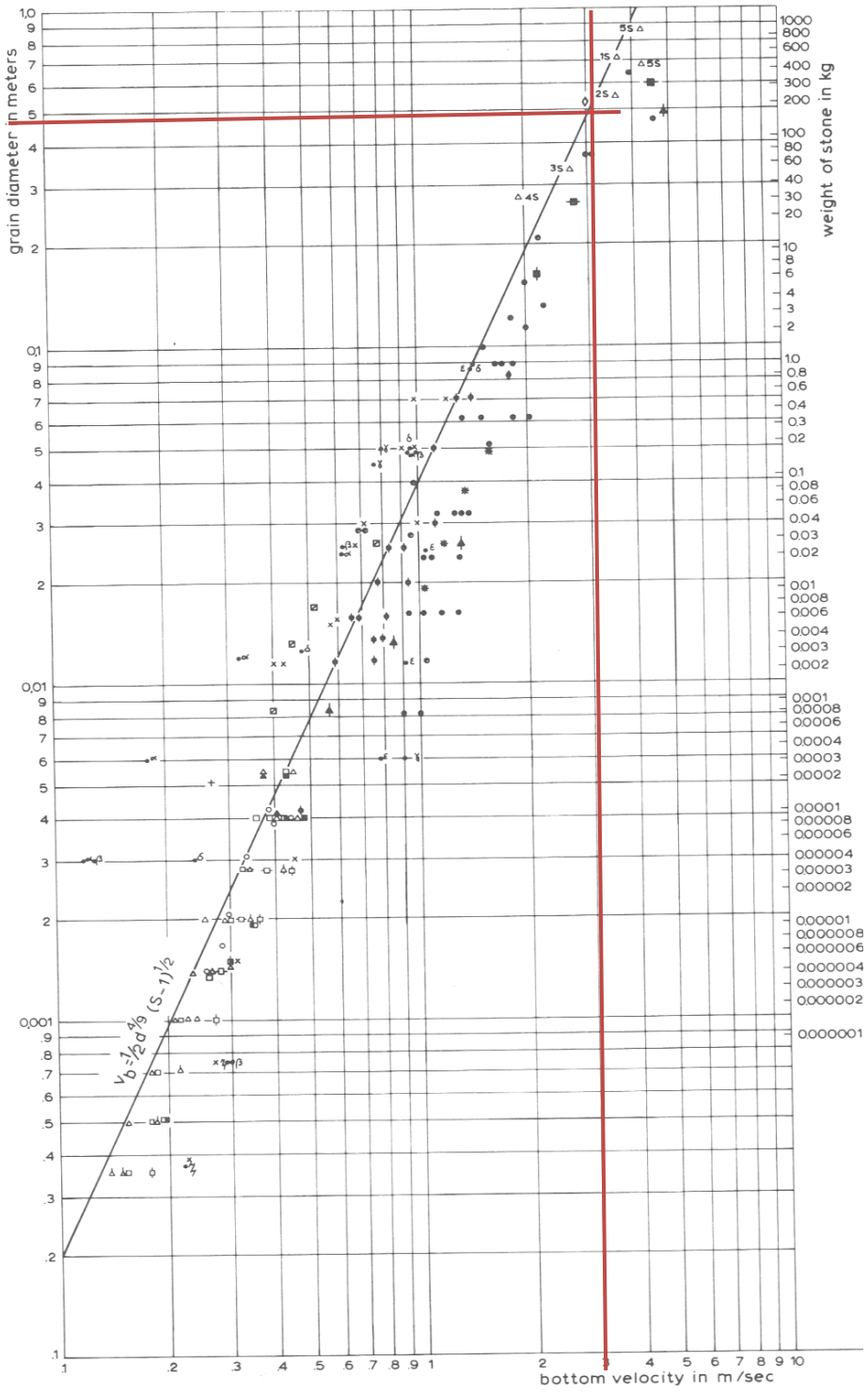
$$V_n = 4.62\ m/s$$

Como la velocidad a lo largo del enrocado es constante pero la energía ya fue suficientemente disipada en la estructura previa al pie del azud, se determina una velocidad media representativa para obtener un resultado más real, la cual se considera los 2/3 de la velocidad de entrada al enrocado:

$$V_m = \frac{2 * 4.62}{3}$$

$$V_m = 3.08 \frac{m}{s}$$

*Figura 3.45. Lectura del diámetro efectivo y peso del enrocado*




*Fuente: Discharge Measurement Structures" Pub. Nro. 20, International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI, Wageningen-Delft Hydraulics Laboratory , Delft Holanda (Fig. A.4.8)*

Mediante el ábaco representado en la Figura 3.45. se puede determinar que, con la velocidad media de entrada al enrocado, es necesaria la construcción de un enrocado de diámetro de 0.48 m. A su vez se puede determinar, que el peso de la piedra será de 150 kg.

El método constructivo de un enrocado es acumular rocas sobre el lecho del rio para proteger el cauce. Generalmente se ubican dos piedras una encima de otra, lo que vendría a ser la altura del enrocado tomado desde el fondo.

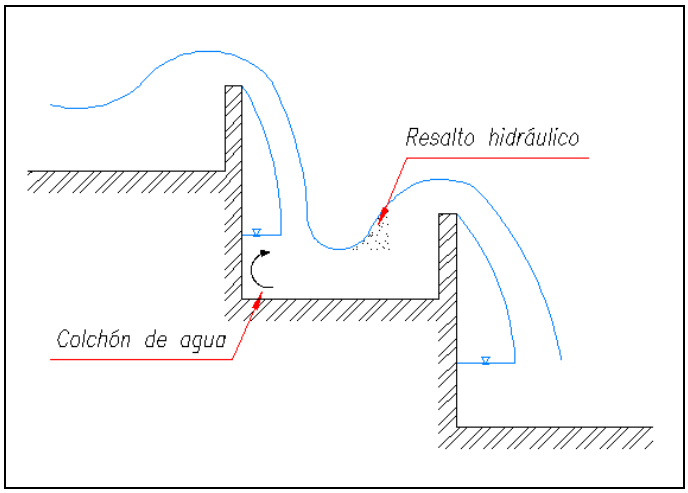
La altura del enrocado, por lo tanto, será de dos veces el diámetro del material a utilizarse igual a 1,0 m sobre el lecho del río Sardinas.

### *3.5.3 Escalera de peces*

#### *3.5.3.1 Consideraciones de diseño*

a) La configuración de una escalera de peces nace a partir del concepto de canal con fondo de escalera, o disipación por cubetas, el cual permite controlar la velocidad por medio de la disipación de energía con la implementación de gradas en el fondo del canal y la presencia de un colchón de agua. El flujo que se tendrá en esta estructura será de caída libre desde una grada con pared vertical, al pie se tendrá un resalto hidráulico estable que disipará la energía generada por la caída.

*Figura 3.46. Estructura de disipación por cubeta*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

b) Para el dimensionamiento de la escalera de peces el caudal de diseño será el caudal ecológico, dado en la hidrología del proyecto y correspondiente al 10% del caudal de conducción. Al caudal ecológico se lo define como aquel caudal requerido por el río para mantener sus condiciones naturales de vida.

$$Q_{conducción} = 8.0\ {}^{m^3}/_{s}$$

$$Q_{dis-esc} = Q_{ecológico} = 0.10 * Q_{conducción}$$

$$Q_{dis-esc} = 0.8\ {}^{m^3}/_{s}$$

c) El fundamento de la escalera de peces es disipar energía mediante la implementación de cubetas con caída recta. Mediante dimensiones adoptadas, se encuentra los valores de calados de agua normal y críticos en función del caudal de diseño.

d) El flujo subcrítico dentro de la cubeta debe ser asegurado por las dimensiones de la misma, las condiciones que deben cumplirse para obtener estos resultados están en función del calado crítico y son las siguientes:

i. La lámina vertiente debe estar totalmente ventilada, esto se logra cuando:

$$0.15 < \frac{Y_{c-esc}}{P_{esc}} < 0.93$$

Para un valor de:

$$h=0{,}76*Y_c$$

ii. Las cubetas de la escalera de peces tendrán forma prismática, por lo tanto deben cumplir con las siguientes relaciones:

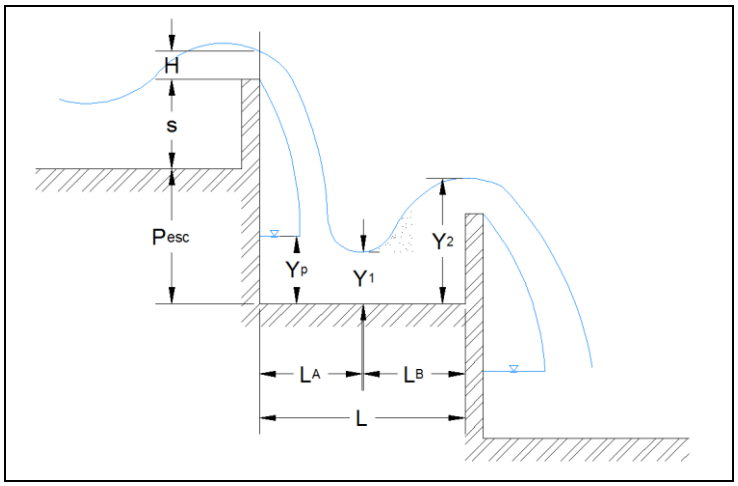
$$\frac{P_{esc}}{Y_{c-esc}} < 15 \; ; \frac{b_{esc}}{Y_{c-esc}} > 1.5$$

iii. Se requiere una profundidad mínima aguas abajo, dada por:

$$Y_2 \geq 2.5 * Y_{c-esc}$$

e) Los parámetros hidráulicos de la cubeta se calculan con la teoría de vertederos de pared gruesa, utilizando las siguientes fórmulas:

*Figura 3.47. Parámetros hidráulicos*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

i. El caudal que pasa por encima de un vertedero de pared gruesa se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = \varepsilon * \frac{2}{3} * \mu * \sqrt{2 * g} * b * H^{3/2}$$

ii. El coeficiente de reducción para vertederos de pared gruesa, según Sotelo (1997) es:

$$\varepsilon = 0.7 + \frac{0.185}{e/H}$$

iii. El coeficiente adimensional de corrección para cresta circular según Kreamer está dado por:

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{\frac{H}{r} + 2.08} + \left[0.04 * \left(\frac{H}{r} + 0.19\right)^2 + 0.0223\right] * \frac{r}{P_{esc}}$$

iv. Para el cálculo de la geometría del flujo en vertederos de caída recta, se utilizaron las fórmulas dadas por V.T. Chow en “Hidráulica de canales abiertos” :

$$Y_p = 1.00 * D^{0.22} * (P_{esc} + s)$$

$$Y_1 = 0.54 * D^{0.425} * (P_{esc} + s)$$

$$Y_2 = 1.66 * D^{0.27} * (P_{esc} + s)$$

Dónde:

$$D = \frac{Q^2}{b_{esc}{}^2 * g * (P_{esc}+s)^3}$$

*; despejando tenemos*

$$D = \frac{Y_{c-esc}{}^3}{(s+P_{esc})^3}$$

Se debe tomar en cuenta que las fórmulas presentadas por V.T. Chow están en unidades inglesas, por lo que se deben realizar las transformaciones correspondientes.

f) Una de las incógnitas de la geometría de las cubetas es la longitud de la misma, se la calcula con las siguientes fórmulas dadas por V.T. Chow :

i. La longitud del alcance del chorro $L_A$ está calculada en función del calado crítico, con la siguiente fórmula recomendada por V.T. Chow cuyos parámetros ya se explicaron en el numeral anterior:

$$L_A = 4.30 * D^{0.27} * (P_{esc} + s)$$

ii. Según "Normas, bases y criterios de diseño", del Dr. Marco Castro, la longitud complementaria de la cubeta $L_B$ medida a partir del chorro es determinada de la siguiente manera:

$$L_B = 0.8 * Y_{c-esc}$$

iii. La longitud total de la cubeta será:

$$L_T = L_A + L_B$$

g) Finalmente, se necesita conocer el porcentaje de pérdida de energía para cada cubeta, para ello se calcula la energía total tanto aguas arriba, como aguas abajo del paramento.

i. La energía total aguas arriba:

$$E_{T0} = P_{esc} + s + H + ({V_2}^2/_{2g})$$

ii. La energía total aguas abajo:

$$E_{T2} = Y_2 + ({V_2}^2/_{2g})$$

iii. La pérdida de energía se calculará de la siguiente manera:

$$\%_{pérdida} = \frac{E_{T0} - E_{T2}}{E_{T0}} * 100$$

### *3.5.3.2 Dimensionamiento de la escalera de peces*

Según las consideraciones de diseño, la implementación de la escalera de peces nos permite disipar energía valiéndonos de un fondo de escalera para el canal, los datos generales requeridos para el dimensionamiento se presentan en la Tabla 3.63.:

*Tabla 3.63. Datos generales para el diseño de la escalera de peces*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal de conducción | $Q_{conducción}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Caudal diseño ( Caudal ecológico = 10 % $Q_{conducción}$ ) | $Q_{dis-esc}$ | 0.80 | $m^3/s$ |
| Pendiente del escalón | I | 0.001 | m |
| Rugosidad de Manning | $n_{horm}$ | 0.015 | m/s |
| Espesor del umbral a la salida del escalón | e | 0.20 | m/s |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Se deben adoptar dimensiones para la cubeta, las cuales se especifican en la Tabla 3.64.:

*Tabla 3.64. Dimensiones adoptadas*

| Dimensiones de la cubeta adoptadas | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Desnivel entre fondo de escalones | $P_{esc}$ | 1.5 | m |
| Altura del dentellón a la salida del escalón | s | 1.0 | m |
| Base del escalón | $b_{esc}$ | 2.0 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*3.5.3.2.1 Calados de agua normal y crítica en la cubeta*

En función de los datos anteriores se calculan los calados críticos en la cubeta:

$$Y_{c-esc} = \left(\frac{Q_{dis-esc}}{b_{esc} * \sqrt{g}}\right)^{2/3}$$

$$Y_{c-esc} = \left(\frac{0.80}{2.0 * \sqrt{9.81}}\right)^{2/3} = 0.25 \text{ m}$$

Utilizando la fórmula de Manning para el cálculo de la velocidad, y valiéndonos del caudal de diseño ya conocido, se calcula el calado normal de la cubeta:

$$V = \frac{1}{n_{horm}} * R^{2/3} * I^{1/2} \quad ; \quad Q = V * A$$

$$Q_{dis-esc} = \frac{A}{n_{horm}} * R^{2/3} * I^{1/2}$$

Reemplazamos en la ecuación anterior el parámetro $Y_n$, el cuál es nuestra incógnita obteniendo el siguiente resultado:

$$Q_{dis-esc} = \frac{Y_n * b_{esc}}{n_{horm}} * \left(\frac{Y_n * b_{esc}}{b_{esc} + (2 * Y_n)}\right)^{2/3} * I^{1/2}$$

$$0.8 = \frac{Y_n * 2.0}{0.02} * \left(\frac{Y_n * 2.0}{2.0 + (2 * Y_n)}\right)^{2/3} * 0.001^{1/2}$$

$$Y_n = 0.43 \text{ m}$$

*3.5.3.2.2 Condiciones requeridas para asegurar el funcionamiento óptimo de la cubeta*

Una vez encontrados los valores de calados crítico y normal para las cubetas, se debe comprobar el cumplimiento de las condiciones para flujo subcrítico y cubetas prismáticas detalladas en los criterios de diseño.

La condición de flujo subcrítico con lámina vertiente ventilada se comprueba de la siguiente manera:

$$0.15 < \frac{Y_{c-esc}}{P_{esc}} < 0.93$$

$$\frac{Y_{c-esc}}{P_{esc}} = \frac{0.25}{1.5} = 0.17$$

El valor de 0.17 se encuentra dentro del rango permitido, por lo tanto, para las dimensiones adoptadas, esta condición si se cumple.

Para asegurar una forma prismática en las cubetas se deben cumplir con los siguientes limitantes:

$$\frac{P_{esc}}{Y_{c-esc}} < 15$$

$$\frac{1.50}{0.25} = 5.91$$

La primera condición para un máximo valor de 15 se cumple, otra condición a cumplirse es:

$$\frac{b_{esc}}{Y_{c-esc}} > 1.5$$

$$\frac{2.0}{0.25} = 7.89$$

Con el valor de 7.89 cumplimos con la condición anterior, por lo que se concluye que para las dimensiones adoptadas, se asegura la forma prismática en toda la cubeta.

La condición de profundidad mínima requeridas aguas abajo se calculará más adelante, una vez que se conozcan la geometría del flujo en la cubeta.

*3.5.3.2.3 Parámetros hidráulicos de la cubeta*

Conociendo el caudal de diseño, se calcula la carga del vertido sobre el dentellón con la fórmula del caudal para vertederos de pared gruesa, como se vio en las condiciones de diseño:

$$Q = \varepsilon * \frac{2}{3} * \mu * \sqrt{2 * g} * b_{esc} * H^{3/2}$$

$$Q = \left(0.7 + \left[\frac{0.185}{e/H}\right]\right) * \frac{2}{3} * \mu * \sqrt{2 * g} * b_{esc} * H^{3/2}$$

$$0.8 = \left(0.7 + \left[\frac{0.185}{0.20/H}\right]\right) * \frac{2}{3} * \mu * \sqrt{2 * 9.81} * 2.0 * H^{3/2}$$

Para resolver la ecuación anterior calculamos el coeficiente adimensional de corrección para vertederos con cresta circular según Kreamer:

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{\frac{H}{r} + 2.08} + \left[0.04 * \left(\frac{H}{r} + 0.19\right)^2 + 0.0223\right] * \frac{r}{P_{esc}}$$

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{\frac{H}{0.10} + 2.08} + \left[0.04 * \left(\frac{H}{0.10} + 0.19\right)^2 + 0.0223\right] * \frac{0.10}{1.5}$$

La ecuación de $\mu$ está en función de H, por lo que se la reemplaza en la ecuación de vertederos de pared gruesa para obtener la carga de vertido H.

$$0.8 = \left(0.7 + \left[\frac{0.185}{0.20/H}\right]\right) * \frac{2}{3} * \left[1.02 - \frac{1.015}{\frac{H}{0.10} + 2.08} + \left[0.04 * \left(\frac{H}{0.10} + 0.19\right)^2 + 0.0223\right] * \frac{0.10}{1.5}\right] * \sqrt{2 * 9.81} * 2.0 * H^{3/2}$$

De la ecuación anterior encontramos el valor de H:

$$H = 0.30\ m$$

La geometría del flujo en vertederos de caída recta, en función del número de caída, recomendada por V.T. Chow, se presenta a continuación. Se debe tomar en cuenta que las ecuaciones se encuentran en unidades inglesas.

i. Calado de la cubeta bajo la napa (colchón de agua):

$$Y_p = 1.00 * D^{0.22} * (P_{esc} + s)$$

Dónde:

$$D = \frac{Y_{c-esc}{}^3}{(s + P_{esc})^3}$$

Para los parámetros dados, el valor de $Y_p$ será:

$$Y_p = 1.00 * \left(\frac{\left(\frac{0.25}{0.3048}\right)^3}{\left(\frac{1.0 + 1.5}{0.3048}\right)^3}\right)^{0.22} * \left(\frac{1.5 + 1.0}{0.3048}\right)$$

$$Y_p = 1.81\ ft = 0.55\ m$$

ii. Calado contraído en la cubeta:

$$Y_1 = 0.54 * D^{0.425} * (P_{esc} + s)$$

Dónde:

$$D = \frac{Y_{c-esc}{}^3}{(s + P_{esc})^3}$$

El valor de $Y_1$ será:

$$Y_1 = 0.54 * \left( \frac{\left(\frac{0.25}{0.3048}\right)^3}{\left(\frac{1.0 + 1.5}{0.3048}\right)^3} \right)^{0.425} * \left(\frac{1.5 + 1.0}{0.3048}\right)$$

$$Y_1 = 0.24\ ft = 0.07\ m$$

iii. Calado conjugado en la cubeta:

$$Y_2 = 1.66 * D^{0.27} * (P_{esc} + s)$$

Dónde:

$$D = \frac{Y_{c-esc}{}^3}{(s + P_{esc})^3}$$

El valor correspondiente a $Y_2$ será:

$$Y_2 = 1.66 * \left( \frac{\left(\frac{0.25}{0.3048}\right)^3}{\left(\frac{1.0 + 1.5}{0.3048}\right)^3} \right)^{0.27} * \left(\frac{1.5 + 1.0}{0.3048}\right)$$

$$Y_2 = 2.13\ ft = 0.65\ m$$

Con el valor de $Y_2$ =0.65 m podemos calcular la última condición de profundidad mínima que debe cumplir la escalera de peces:

$$Y_2 \geq 2.5 * Y_c$$

$$Y_2/Y_c \geq 2.5$$

$$\frac{Y_2}{Y_c} = \frac{0.65}{0.25} = 2.56$$

La última condición, que permite tener una adecuada profundidad mínima aguas abajo cumple con tener una relación mayor a 2.5.

Con la geometría del flujo definida, se procede a calcular las longitudes requeridas para la cubeta, cuyas ecuaciones se especificaron en los criterios de diseño y se presentan a continuación:

iv. Longitud de alcance del chorro:

$$L_A = 4.30 * D^{0.27} * (P_{esc} + s)$$

Dónde:

$$D = \frac{{Y_{c-esc}}^3}{(s + P_{esc})^3}$$

$$L_A = 4.30 * \left( \frac{\left(\frac{0.25}{0.3048}\right)^3}{\left(\frac{1.0 + 1.5}{0.3048}\right)^3} \right)^{0.27} * \left(\frac{1.5 + 1.0}{0.3048}\right)$$

$$L_A = 5.53\ ft = 1.68\ m$$

v. Longitud al dentellón:

$$L_B = 0.8 * Y_{c-esc}$$

$$L_B = 0.8 * 0.25 = 0.20\ m$$

La longitud total de la cubeta será:

$$L_T = L_A + L_B$$

$$L_T = 1.68 + 0.20 = 1.89\ m$$

Se adopta una longitud total para facilitar la construcción:

$L_T = 1.90\ m$

Finalmente se busca obtener una pérdida de energía mayor al 50% para cada cubeta, para poder conocer éste porcentaje se calcula la energía total aguas arriba y aguas abajo como se indica a continuación:

vi. Energía total aguas arriba:

$$E_{T0} = P_{esc} + s + H + ({V_2}^2/_{2g})$$

La velocidad de llegada $V_2$ corresponde a:

$$V_2 = \frac{Q_{dis-esc}}{b_{esc} * H}$$

$$V_2 = \frac{0.80}{2.0 * 0.30} = 1.34\ {}^{m}/_{s}$$

$$E_{T0} = 1.50 + 1.0 + 0.30 + ({1.34^2}/_{2 * 9.81})$$

$$E_{T0} = 2.89\ m$$

vii. Energía total aguas abajo:

$$E_{T2} = Y_2 + ({V_2}^2/_{2g})$$

$$E_{T2} = 0.65 + ({1.34}^2/_{2 * 9.81})$$

$$E_{T2} = 1.27\ \text{m}$$

Con los valores de las energías se calcula la pérdida de energía en porcentaje como se muestra a continuación:

$$\%_{pérdida} = \frac{E_{T0} - E_{T2}}{E_{T0}} * 100$$

$$\%_{pérdida} = \frac{2.89 - 1.27}{2.89} * 100$$

$$\%_{pérdida} = 56.22\ \%$$

### *3.5.4 Desarenador*

#### *3.5.4.1 Consideraciones de diseño*

a) El sedimentador del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas se caracteriza por ser de lavado intermitente de doble cámara, para satisfacer las necesidades de volumen de agua captado y volumen de sedimentos a ser retenidos en las cámaras.

b) Los sedimentadores de cámara doble permitirán la generación continua de energía sin provocar paras en la operación de la central.

c) El proceso de dimensionamiento se lo realiza calculando la geometría para una sola cámara y replicando los resultados obtenidos para la segunda.

d) La consideración de diseño de los desarenadores de doble cámara se basa en que, al momento de realizar la limpieza de una de las cámaras, la otra trabajará aparentemente sobredimensionada al 50 % de la capacidad a la que fue diseñada. Este aparente sobredimensionamiento se justifica si se considera la ventaja económica de generar electricidad con una sola cámara mientras la otra se encuentre en mantenimiento.

e) El tipo de flujo a lo largo de las estructuras de sedimentación se lo hace a gravedad y se construye a cielo abierto. Se ha demostrado que los desarenadores aumentan la vida de las turbinas de 5 a 6 veces si éstas no formaran parte del diseño.

f) Los desarenadores presentan ciertos componentes tales como: canal de llegada, transición de entrada y de salida, cámaras de desarenación, vertedero de salida, canal de limpieza, canal de entrega al curso natural, canal de entrada a la conducción.

g) El desarenador se diseña con el objetivo de decantar las partículas que vienen suspendidas en el agua desde la estructura de captación, para ello se disminuye la velocidad de flujo al ingreso de la estructura, aumentando su sección cumpliendo la siguiente expresión:

$$Q_{dis-des} = A_c * V_c = A_d * V_d$$

Dónde:

$A_c$ = Área del canal

$V_c$ = Velocidad del canal

$A_d$ = Área del desarenador

$V_d$ = Velocidad en el desarenador

h) Según las normas y criterios de diseño se considera que la relación ancho/profundidad en el desarenador tiene que estar alrededor de 1.5, con lo que se puede determinar el calado de la cámara requerido conociendo previamente la sección del desarenador.

i) Con el objeto de facilitar el lavado concentrando las partículas hacia el centro conviene que el fondo no sea horizontal sino una caída hacia el centro con pendiente transversal usualmente de 1:5 a 1:8.

j) La pendiente longitudinal del desarenador igualmente deberá tener una pendiente fuerte de al menos 3% para asegurar que los sedimentos caigan hacia el canal de limpieza y se facilite el lavado.

k) El sedimentador está dimensionado en función de un diámetro de partícula la cual será sedimentada. Según los criterios de diseño se diseña para un diámetro de material solido determinado e igual a 0.2 mm de conformidad con la sedimentación de arenas y gravas.

l) La velocidad horizontal del flujo o de la partícula $(Vd)$ en la cámara desarenadora no debe ser superior a 0.5 m/s. La velocidad de decantación de una partícula $(Vs)$ está en función de su diámetro para ello se presenta la Tabla 3.65.

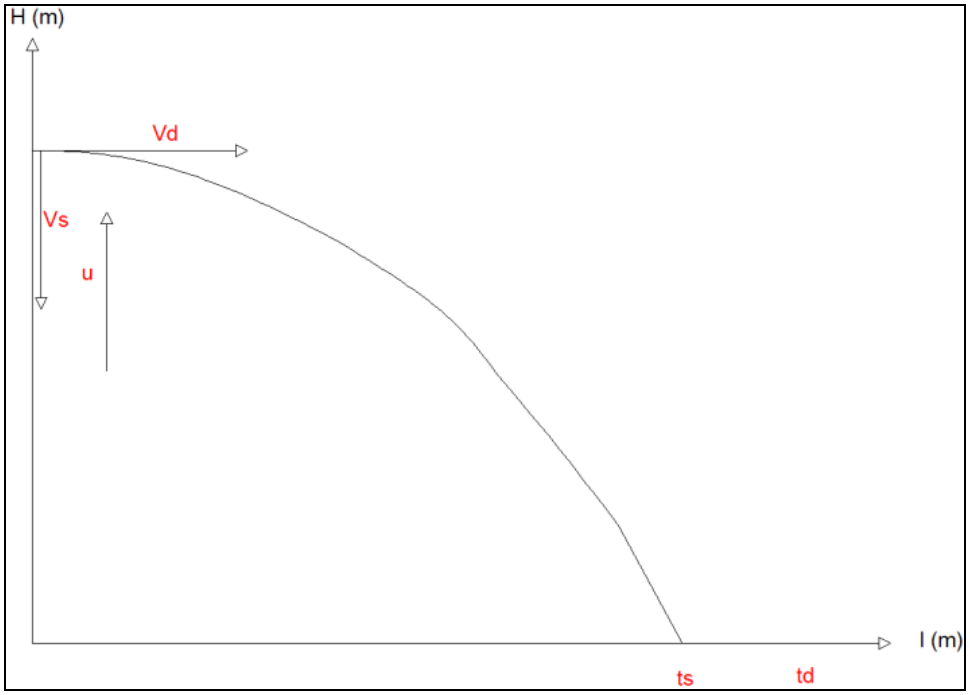
con velocidades de sedimentación de las partículas sólidas de acuerdo a su tamaño dadas por Arkangelski (1935):

*Tabla 3.65. Velocidades de sedimentación*

| d (m) | Vs (cm/s) | d (m) | Vs (cm/s) |
|---|---|---|---|
| 0.05 | 0.18 | 0.50 | 5.40 |
| 0.10 | 0.69 | 0.55 | 5.94 |
| 0.15 | 1.56 | 0.60 | 6.48 |
| 0.20 | 2.16 | 0.65 | 7.32 |
| 0.25 | 2.70 | 0.70 | 8.07 |
| 0.30 | 3.24 | 0.75 | 9.44 |
| 0.35 | 3.78 | 0.80 | 15.39 |
| 0.40 | 4.32 | 0.85 | 19.25 |
| 0.45 | 4.86 | 0.90 | 24.90 |

*Fuente: Krochin Sviatoslav - Diseño Hidráulico*

*Figura 3.48. Parámetros hidráulicos*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

m) El tiempo de decantación $td$ es aquel que demora la partícula en alcanzar la longitud L de la cámara hasta llegar al fondo.

n) El tiempo $ts$ es el tiempo que demora la partícula hasta llegar al fondo sin desplazarse posteriormente.

o) Cuando el fondo de la cámara se cubre con sedimentos se genera indirectamente una superficie rugosa la cual origina turbulencias o corrientes transversales que causan un empuje dinámico $(u)$. Según Sokolov el valor de $u$ se representa mediante la expresión:

$$u = 0.152 * Vs$$

p) Una longitud del desarenador está relacionada con el tiempo de decantación de la partícula $(ts)$. Este representa el tiempo en el cual la partícula se demora hasta llegar al fondo de la cámara.

$$ts = \frac{h}{Vs'}$$

Siendo Vs´ la velocidad efectiva de sedimentación, calculada con la siguiente expresión:

$$Vs' = Vs - u$$

q) Se determina pues la longitud (L) de la cámara necesaria para que la partícula alcance el fondo en función del empuje ascensional $u$ con la expresión:

$$L = \frac{Vd * h_d}{Vs - u}$$

Siendo $h$ el calado de la cámara desarenadora.

r) La ecuación de la longitud $(L)$ se puede transformar en otra expresión simplemente en función de las velocidades de decantación y horizontal de la partícula y el calado de la cámara desarenadora. El valor del empuje ascensional se incluye en la expresión mediante una constante $k$ que varía entre 1.2 y 1.5 según la importancia de la obra.

$$L = \frac{k * h_d * Vd}{Vs}$$

s) Al inicio y al final del desarenador se dispone de una transición para asegurar la distribución uniforme de velocidades en las distintas secciones transversales y longitudinales. Esta debe tener un ángulo de divergencia suave de al menos $12^o$ – $30^o$ con paredes curvas para evitar la menor pérdida de energía posible.

t) La longitud de la transición ya sea al inicio o al final se calcula mediante la expresión:

$$Lt = \frac{BT - B'}{2 * \tan \alpha} \leq \frac{1}{3}\mathrm{L}$$

Dónde:

BT= Ancho del desarenador (2 cámaras)

B´=Ancho canal de salida

$\alpha$ =Angulo de divergencia

u) Al final de la cámara desarenadora se encuentra un vertedero de excesos que permita el paso del agua sin sedimentos en suspensión. La velocidad de salida del agua por el vertedero final debe estar oscilando el valor del 1 m/s para evitar que el proceso de decantación de las partículas dentro del desarenador sea afectado. La carga sobre el vertedero no debe ser mayor a 0.30 m.

v) El vertedero de salida generalmente se lo hace de forma parabólica, ya que el ancho del desarenador es mucho menor que el requerido para que el vertedero funcione con las condiciones de carga y velocidad de flujo anteriormente explicadas.

w) Para la recolección de sedimentos a lo largo de cada cámara desarenadora se dispone de un canal de recolección de dimensiones mínimas 1 m x 1 m, consideradas en diseño de factibilidad de la central hidroeléctrica Sardinas.

x) El proceso de limpieza de la cámara desarenadora se lo diseña con el criterio de la salida de caudal por medio de un orificio. Esto se logra mediante la apertura controlada de la compuerta de limpieza del desarenador una altura de 1 metro.

y) Se dispone de una rápida de descarga controlada mediante una compuerta. La rápida se la utiliza cuando se realiza los trabajos de limpieza en cualquiera de las cámaras desarenadoras y recoge los caudales y sedimentos de los canales de recolección. El canal debe tener una pendiente bastante elevada del 2% al 6% para asegurar velocidades de flujo del orden de 3 – 5 m/s para el lavado rápido y eficaz de las cámaras.

z) La rápida es dirigida hacia el cauce natural más próximo, evitando por medio de un enrocado al final, la socavación excesiva de este.

### *3.5.4.2 Dimensionamiento del desarenador*

El dimensionamiento del desarenador empieza determinando un diámetro de partícula a ser sedimentada lo que quiere decir que cualquier partícula de mayor diámetro será depositada en el fondo sin ningún problema. Para el caso del diseño alternativo de la Central Hidroeléctrica Sardinas se utilizará un diámetro de 0.2 mm de acuerdo a las normas y criterios de diseño y una velocidad de sedimentación para esta partícula de :

$$Vs = 2.16\ cm\ /\ s.$$

El caudal de diseño del desarenador será los 2/3 del caudal óptimo de aprovechamiento ($Q_{conducción}$ = 8$m^3$/s) o sea $Q_{dis\text{-}des}$ = 5.33 $m^3$/s. para aprovechar la capacidad de desarenación de cada una de las cámaras.

El diseño del desarenador Sardinas se basa en la composición de velocidades por lo tanto se asegurará una velocidad dentro de la cámara desarenadora de 0.25 cm/s.

Como se explicó en las consideraciones de diseño, el dimensionamiento se realizará exclusivamente para una sola cámara y replicando los resultados obtenidos para la segunda. En la Tabla 3.66. se pueden observar los parámetros de diseño necesarios para determinar el área y calado de la cámara desarenadora.

*Tabla 3.66. Datos generales*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal diseño (2/3 * $Q_{CONDUCCIÓN}$ ) | $Q_{dis-des}$ | 5.33 | $m^3/s$ |
| Velocidad horizontal de la partícula | Vd | 0.25 | m/s |
| Velocidad de sedimentación de la partícula | Vs | 2.160 | cm/s |
| | Vs | 0.0216 | m/s |
| Numero de cámaras | N | 2.00 | _ |
| Pendiente longitudinal de la cámara desarenadora | $i_{des}$ | 0.03 | m/m |
| Ancho de las paredes | e | 0.30 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Para calcular el área de la cámara desarenadora para los requerimientos de caudal y velocidad horizontal de la partícula (Vd) se utiliza la expresión

$$Q_{dis-des} = A_d * V_d$$

$$\frac{Q_{dis-des}}{V_d} = A_d$$

$$A_d = \frac{5.33 \ \ m^3/s}{0.25 \ m/s} = 21.33 \ m^2$$

Teniendo el área requerida de la cámara y la relación ancho/profundidad $(r)$ de 1.5 procedemos a calcular el calado del desarenador y su respectivo ancho:

$$A_d = B_1 * h_d$$

$$r = \frac{B_1}{h_d}$$

Dónde:

$B_1$ = Ancho de la cámara desarenadora.

$A_d$ = Área de la sección del desarenador.

$h_d$ = Profundidad del desarenador.

$r$ =Relacion Ancho/ Profundidad.

Resolviendo:

$$21.33\ m^2 = 1{,}5 * h_d * h_d$$

$$h_d = \sqrt{21.33/1.5} = 3.74\ m$$

$$B_1 = \frac{21.33\ m^2}{3.74\ m} = 5.70\ m$$

Habiendo obtenido el calado del agua dentro de la cámara y su ancho es posible calcular la longitud necesaria del desarenador mediante:

$$L = \frac{k * h_d * V_d}{Vs}$$

El valor de k varía entre 1.2 y 1.5, según la importancia de la obra, como se indicó en las consideraciones de diseño. En este caso nos impondremos un valor de k=1.4 por tratarse de una central pequeña pero de generación continua con captación en ríos de montaña y con sedimentos que en su mayoría podrían ser arena y grava.

$$L = \frac{1.4 * 3.74\ m * 0.25\ m/s}{0.0216\ m/s}$$

$$L = 60.60\ m$$

$$L_{const} = 61.00\ m$$

Los cálculos están hechos para una sola cámara. El ancho total del desarenador para las dos cámaras va a estar dado por:

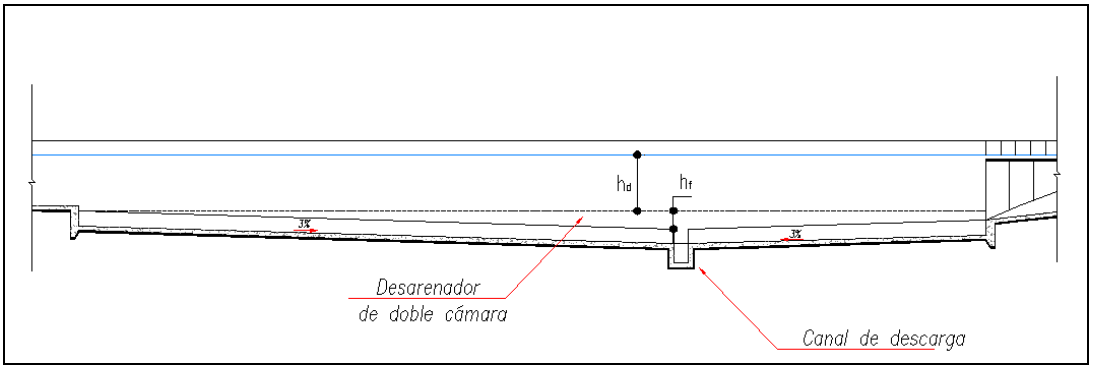
$$B_T = (2 * B_1) + (2 * b_p)$$

Siendo $b_p$ = ancho de las paredes.

$$B_T = (2 * 5.70\ m) + (2 * 0.30)$$

$$B_T = 12.00\ m$$

*Figura 3.49. Parámetros hidráulicos del desarenador*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Para asegurar una limpieza eficaz y rápida del desarenador, su pendiente longitudinal será del 3%. El calado del agua dentro del desarenador asegura la sedimentación de las partículas dentro de la longitud (L) del desarenador. La pendiente del desarenador ayuda a las partículas a ser trasladadas hacia el centro de la cámara y ser arrastradas de mejor manera.

En el grafico se observan dos alturas de agua. Una representa la diferencia de altura provocada por la pendiente del 3% hasta llegar al canal de descarga $h_f$, mientras que la segunda es el calado del agua $h_d$ anteriormente calculado y necesario para sedimentar las partículas.

La suma de esas dos alturas resultará en la profundidad total del desarenador $h_T$ y con la que se trabajará para obtener la cota de agua de salida hacia la conducción.

Al final de la cámara desarenadora se construye un vertedero el cual permite el paso del agua clarificada hacia el canal de conducción. La lámina de agua superior que circula por el desarenador es la que primero se limpia por tal razón se hace uso de un vertedero de descarga libre que permite el paso del fluido a baja velocidad sin provocar turbulencias que causarían material en suspensión y su posterior paso a la conducción.

La longitud que ocupa el vertedero está incluida en la longitud de una transición que disminuye el ancho del desarenador hasta llegar al ancho del canal de conducción. Esta se llama longitud de transición del desarenador $(L_t)$ que sumada a la longitud de las cámaras desarenadoras $(L_{const})$ , resultará en la longitud total del desarenador.

*3.5.4.2.1 Vertedero de salida*

El cálculo del vertedero de salida se lo realiza simplemente considerando la ecuación utilizada para determinar el caudal que pasa sobre un vertedero.

$$Q_{dis-des} = C_o * b_{vert-des} * H^{3/2}$$

Conociendo el caudal que pasará por encima del vertedero (2/3 del caudal óptimo de aprovechamiento ($Q_{conducción}$ = 8$m^3$/s) o sea $Q_{dis-des}$ = 5.33 $m^3$/s), una carga sobre el vertedero$(H)$ menor o igual a 0.30 m podemos determinar la longitud requerida para dicho vertedero $(b_{vert-des})$ si nos asumimos un $C_o = 1.8$. Según (KROCHIN, 1986), el valor de $C_o$ para este tipo de vertederos varía generalmente entre 1,8 y 2. La velocidad de flujo no debe exceder el 1 m/s para evitar turbulencias dentro del desarenador y levantar nuevamente sedimentos.

$$5.33\ \mathrm{m^3/s} = 1.8 * b_{vert-des} * 0.3^{3/2}$$

$$b_{vert-des} = 18.00\ m$$

Para esta longitud de vertedero y una carga máxima admisible sobre el mismo de 0.30 m se puede calcular la velocidad de flujo:

$$V = \frac{Q_{dis-des}}{A} = \frac{Q_{dis-des}}{b_{vert-des} * H}$$

$$V = \frac{5.33\ \mathrm{m^3/s}}{18.00\ m * 0.30\ m} = 0.99\ m/s$$

*3.5.4.2.2 Transición de salida*

Como se indicó en las consideraciones de diseño al inicio y al final del desarenador se dispone de una transición para asegurar la distribución uniforme de velocidades en las distintas secciones transversales y longitudinales. En el caso del desarenador

Sardinas solo se dispone de una transición de salida puesto que se utiliza la capacidad del desripiador para disminuir la velocidad de flujo a la entrada del desarenador.

El ángulo de divergencia (α) de la transición será de $14^{o}$ con paredes curvas tangentes en todo punto a la dirección del agua.

La longitud de la transición $(Lt)$ se la obtendrá de acuerdo al ancho total del desarenador de la siguiente manera:

$$Lt = \frac{BT - B'}{2 * \tan \alpha} \leq \frac{1}{3}\mathrm{L}$$

$$bt = \frac{BT - ancho\ canal\ de\ salida\ (B`)}{2}$$

$$bt = \frac{12.00 - 2.00}{2} = 5.00\ m$$

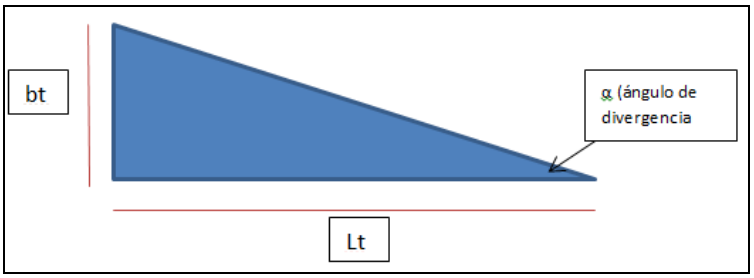
$$\tan \alpha = \frac{bt}{Lt}$$

$$Lt = \frac{bt}{\tan \alpha} = \frac{5.00}{\tan 14}$$

$$Lt = 20.05\ m$$

$$Lt_{const} = 20.00\ m$$

*Figura 3.50. Geometría de la transición*



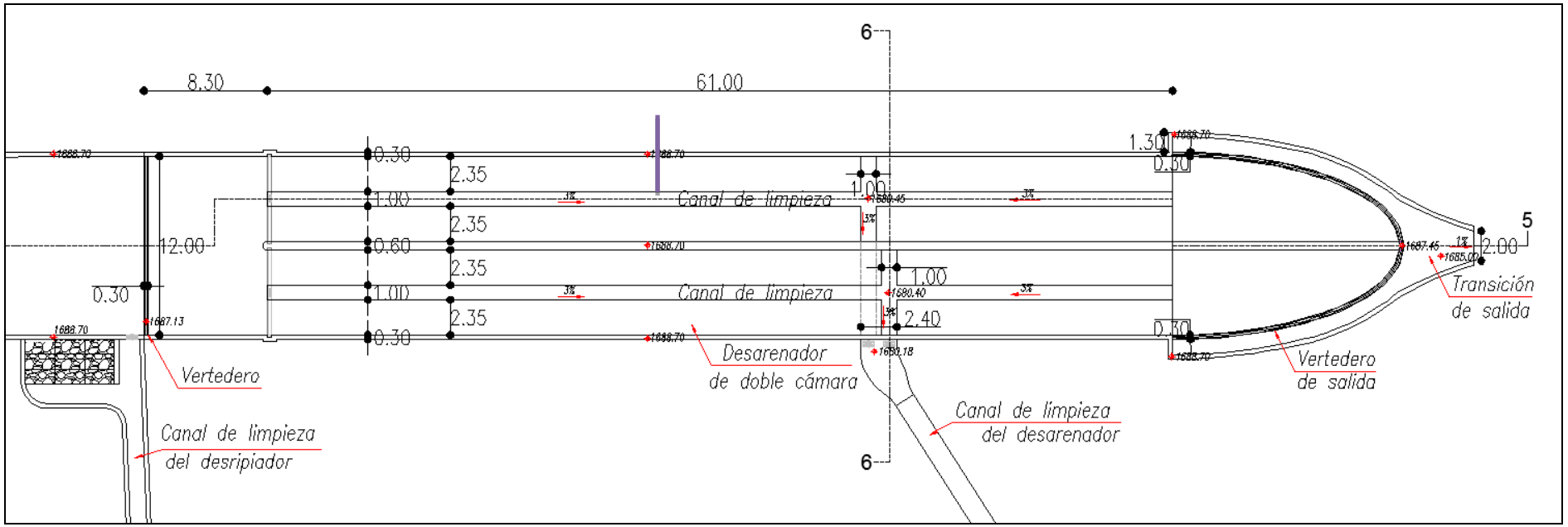

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Habiendo obtenido la dimensión de la transición de salida Lt se puede obtener la dimensión total del desarenador LT:

$$LT = Lt_{const} + L_{const}$$

$$LT = 20.00 + 61.00 = 81.00\ m$$

*Figura 3.51. Desarenador*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Teniendo las dimensiones necesarias del desarenador se puede calcular su capacidad de retención. El volumen del desarenador, considerando una sola de las cámaras, está divido en 2, un volumen destinado a retener el agua clarificada y otro destinado a retener el depósito de los sólidos (volumen muerto).

$$V_d = B1 * L_{const} * h_d$$

$$V_d = 5.70 * 61.00 * 3.74$$

$$V_d = 1301.33\ m^3$$

$$V_f = \frac{B1 * L_{const} * h_f}{2}$$

$$V_f = \frac{5.70 * 61.00 * 1.22}{2}$$

$$V_f = 212.10\ m^3$$

$$V_T = V_d + V_f$$

$$V_T = 1301.33 + 212.10$$

$$V_T = 1513.43\ m^3$$

Dónde:

$V_d$ =Volumen de agua clarificada

$V_f$ = Volumen de solidos suspendidos

*3.5.4.2.3 Orificio de lavado*

Para el desalojo de los materiales depositados en el fondo se habilitan las compuertas de limpieza. Para lavar las cámaras desarenadoras se cierran las compuertas de admisión y se abren las de limpieza por donde el agua sale a presión y a gran velocidad arrastrando la mayor parte de los sedimentos que se encuentran en el fondo. Mientras se efectúa la limpieza de una cámara desarenadora, otra cámara se encuentra trabajando para evitar la suspensión de la generación eléctrica.

Las compuertas de limpieza se abren cada vez que se requiere el lavado de la estructura. Estas, al abrirse, forman un ¨orificio¨ con el canal de descarga que viene desde el desarenador, por ello el desalojo del caudal con sedimentos se diseña mediante la fórmula general para orificios (SOTELO, 1997):

$$Q_{lav} = C_{do} * A_o * \sqrt{2 * g * h_T}$$

Dónde:

$Q_{lav}$ =Cauda de lavado.

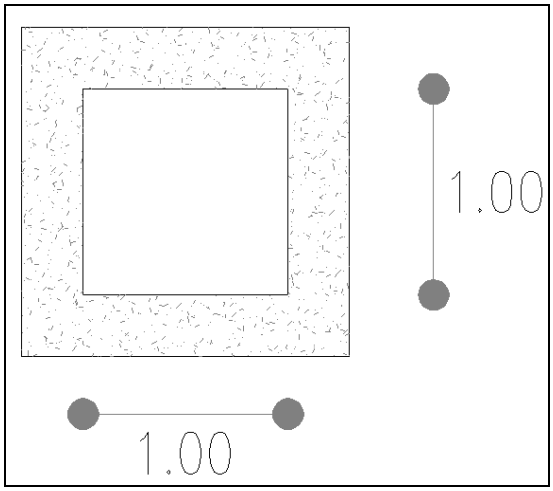
$C_{do}$ = Coeficiente de descarga del orificio.

$A_o$ = Área del orificio.

$h_T$ = Altura total de la cámara desarenadora.

El coeficiente de descarga del orificio según (SOTELO, 1997) es de 0,6 para orificios rectangulares.

*Figura 3.52. Geometría del orificio*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El cálculo del tiempo de vaciado aproximado se lo realiza partiendo del volumen total del desarenador con su respectivo calado. Se analiza determinando el volumen de agua que es desalojado de la cámara en intervalos de 2 s hasta llegar a un volumen residual.

Acabado cada intervalo de tiempo, obtendremos un nuevo volumen y calado de agua dentro del desarenador (Volumen residual) el cual representa el volumen restante que necesita ser desalojado e igualmente el volumen inicial del próximo intervalo de tiempo. Así se repetirán los intervalos, encontrando nuevos volúmenes residuales y calados dentro del desarenador hasta llegar a un punto hipotético donde ya no existe volumen que desalojar (volumen residual de 0,00 $m^3$) .

El tiempo de vaciado aproximado será pues la sumatoria de cada intervalo de tiempo (2 s) hasta cuando el volumen del desarenador llegue a cero (0 s).

Los datos requeridos para calcular el tiempo de vaciado se presentan en la Tabla 3.67.:

*Tabla 3.67. Tiempo de vaciado del desarenador*

| Determinación del tiempo de vaciado | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Volumen total de la cámara | $V_T$ | 1513.43 | $m^3$ |
| Coeficiente de descarga del orificio | $C_{do}$ | 0.60 | |
| Calado por encima del orificio | $h_t$ | 5.46 | m |
| Base del orificio ( Base del canal de limpieza) | B | 1.00 | m |
| Altura del orificio ( Apertura de la compuerta de limpieza) | H | 1.00 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El proceso de cálculo se lo realizó mediante una hoja electrónica, la cual se presenta en la Tabla 3.68.:

*Tabla 3.68. Cálculos del tiempo de vaciado del desarenador*

| Tiempo (s) | ht (m) | Qlav (inst.) $m^3/s$ | Vold ($m^3$) | Volr ($m^3$) | hrc | V m/s |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 5.46 | 6.212 | 12.423 | 1501.01 | 5.427 | 6.212 |
| 4 | 5.43 | 6.191 | 12.383 | 1488.62 | 5.391 | 6.191 |
| 6 | 5.39 | 6.171 | 12.342 | 1476.28 | 5.356 | 6.171 |
| 8 | 5.36 | 6.151 | 12.301 | 1463.98 | 5.320 | 6.151 |
| 10 | 5.32 | 6.130 | 12.260 | 1451.72 | 5.285 | 6.130 |
| 12 | 5.29 | 6.110 | 12.220 | 1439.50 | 5.250 | 6.110 |
| 14 | 5.25 | 6.090 | 12.179 | 1427.32 | 5.215 | 6.090 |
| 16 | 5.22 | 6.069 | 12.138 | 1415.18 | 5.180 | 6.069 |
| 18 | 5.18 | 6.049 | 12.098 | 1403.09 | 5.145 | 6.049 |
| 20 | 5.15 | 6.028 | 12.057 | 1391.03 | 5.111 | 6.028 |
| 22 | 5.11 | 6.008 | 12.016 | 1379.01 | 5.076 | 6.008 |
| 24 | 5.08 | 5.988 | 11.976 | 1367.04 | 5.042 | 5.988 |
| 26 | 5.04 | 5.967 | 11.935 | 1355.10 | 5.007 | 5.967 |
| 28 | 5.01 | 5.947 | 11.894 | 1343.21 | 4.973 | 5.947 |
| 30 | 4.97 | 5.927 | 11.853 | 1331.36 | 4.939 | 5.927 |
| 32 | 4.94 | 5.906 | 11.813 | 1319.54 | 4.905 | 5.906 |
| 34 | 4.91 | 5.886 | 11.772 | 1307.77 | 4.871 | 5.886 |
| 36 | 4.87 | 5.866 | 11.731 | 1296.04 | 4.837 | 5.866 |
| 38 | 4.84 | 5.845 | 11.691 | 1284.35 | 4.804 | 5.845 |
| 40 | 4.80 | 5.825 | 11.650 | 1272.70 | 4.770 | 5.825 |
| 42 | 4.77 | 5.805 | 11.609 | 1261.09 | 4.737 | 5.805 |
| 44 | 4.74 | 5.784 | 11.569 | 1249.52 | 4.704 | 5.784 |
| 46 | 4.70 | 5.764 | 11.528 | 1237.99 | 4.671 | 5.764 |
| 48 | 4.67 | 5.744 | 11.487 | 1226.51 | 4.637 | 5.744 |
| 50 | 4.64 | 5.723 | 11.446 | 1215.06 | 4.605 | 5.723 |
| 52 | 4.60 | 5.703 | 11.406 | 1203.65 | 4.572 | 5.703 |
| 54 | 4.57 | 5.683 | 11.365 | 1192.29 | 4.539 | 5.683 |
| 56 | 4.54 | 5.662 | 11.324 | 1180.96 | 4.507 | 5.662 |
| 58 | 4.51 | 5.642 | 11.284 | 1169.68 | 4.474 | 5.642 |
| 60 | 4.47 | 5.621 | 11.243 | 1158.44 | 4.442 | 5.621 |
| 62 | 4.44 | 5.601 | 11.202 | 1147.23 | 4.409 | 5.601 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 64 | 4.41 | 5.581 | 11.162 | 1136.07 | 4.377 | 5.581 |
| 66 | 4.38 | 5.560 | 11.121 | 1124.95 | 4.345 | 5.560 |
| 68 | 4.35 | 5.540 | 11.080 | 1113.87 | 4.314 | 5.540 |
| 70 | 4.31 | 5.520 | 11.039 | 1102.83 | 4.282 | 5.520 |
| 72 | 4.28 | 5.499 | 10.999 | 1091.83 | 4.250 | 5.499 |
| 74 | 4.25 | 5.479 | 10.958 | 1080.88 | 4.219 | 5.479 |
| 76 | 4.22 | 5.459 | 10.917 | 1069.96 | 4.187 | 5.459 |
| 78 | 4.19 | 5.438 | 10.877 | 1059.08 | 4.156 | 5.438 |
| 80 | 4.16 | 5.418 | 10.836 | 1048.25 | 4.125 | 5.418 |
| 82 | 4.12 | 5.398 | 10.795 | 1037.45 | 4.094 | 5.398 |
| 84 | 4.09 | 5.377 | 10.755 | 1026.70 | 4.063 | 5.377 |
| 86 | 4.06 | 5.357 | 10.714 | 1015.98 | 4.032 | 5.357 |
| 88 | 4.03 | 5.337 | 10.673 | 1005.31 | 4.001 | 5.337 |
| 90 | 4.00 | 5.316 | 10.632 | 994.68 | 3.971 | 5.316 |
| 92 | 3.97 | 5.296 | 10.592 | 984.09 | 3.940 | 5.296 |
| 94 | 3.94 | 5.276 | 10.551 | 973.53 | 3.910 | 5.276 |
| 96 | 3.91 | 5.255 | 10.510 | 963.02 | 3.880 | 5.255 |
| 98 | 3.88 | 5.235 | 10.470 | 952.55 | 3.850 | 5.235 |
| 100 | 3.85 | 5.214 | 10.429 | 942.13 | 3.820 | 5.214 |
| 102 | 3.82 | 5.194 | 10.388 | 931.74 | 3.790 | 5.194 |
| 104 | 3.79 | 5.174 | 10.347 | 921.39 | 3.760 | 5.174 |
| 106 | 3.76 | 5.153 | 10.307 | 911.08 | 3.730 | 5.153 |
| 108 | 3.73 | 5.133 | 10.266 | 900.82 | 3.701 | 5.133 |
| 110 | 3.70 | 5.113 | 10.225 | 890.59 | 3.671 | 5.113 |
| 112 | 3.67 | 5.092 | 10.185 | 880.41 | 3.642 | 5.092 |
| 114 | 3.64 | 5.072 | 10.144 | 870.26 | 3.613 | 5.072 |
| 116 | 3.61 | 5.052 | 10.103 | 860.16 | 3.584 | 5.052 |
| 118 | 3.58 | 5.031 | 10.063 | 850.10 | 3.555 | 5.031 |
| 120 | 3.55 | 5.011 | 10.022 | 840.08 | 3.526 | 5.011 |
| 122 | 3.53 | 4.991 | 9.981 | 830.09 | 3.497 | 4.991 |
| 124 | 3.50 | 4.970 | 9.940 | 820.15 | 3.469 | 4.970 |
| 126 | 3.47 | 4.950 | 9.900 | 810.25 | 3.440 | 4.950 |
| 128 | 3.44 | 4.929 | 9.859 | 800.40 | 3.412 | 4.929 |
| 130 | 3.41 | 4.909 | 9.818 | 790.58 | 3.384 | 4.909 |
| 132 | 3.38 | 4.889 | 9.778 | 780.80 | 3.356 | 4.889 |
| 134 | 3.36 | 4.868 | 9.737 | 771.06 | 3.328 | 4.868 |
| 136 | 3.33 | 4.848 | 9.696 | 761.37 | 3.300 | 4.848 |
| 138 | 3.30 | 4.828 | 9.655 | 751.71 | 3.272 | 4.828 |
| 140 | 3.27 | 4.807 | 9.615 | 742.10 | 3.244 | 4.807 |
| 142 | 3.24 | 4.787 | 9.574 | 732.52 | 3.217 | 4.787 |
| 144 | 3.22 | 4.767 | 9.533 | 722.99 | 3.189 | 4.767 |
| 146 | 3.19 | 4.746 | 9.493 | 713.50 | 3.162 | 4.746 |
| 148 | 3.16 | 4.726 | 9.452 | 704.05 | 3.135 | 4.726 |
| 150 | 3.13 | 4.706 | 9.411 | 694.63 | 3.108 | 4.706 |
| 152 | 3.11 | 4.685 | 9.370 | 685.26 | 3.081 | 4.685 |
| 154 | 3.08 | 4.665 | 9.330 | 675.93 | 3.054 | 4.665 |
| 156 | 3.05 | 4.644 | 9.289 | 666.65 | 3.027 | 4.644 |
| 158 | 3.03 | 4.624 | 9.248 | 657.40 | 3.001 | 4.624 |
| 160 | 3.00 | 4.604 | 9.208 | 648.19 | 2.974 | 4.604 |
| 162 | 2.97 | 4.583 | 9.167 | 639.02 | 2.948 | 4.583 |
| 164 | 2.95 | 4.563 | 9.126 | 629.90 | 2.922 | 4.563 |
| 166 | 2.92 | 4.543 | 9.085 | 620.81 | 2.895 | 4.543 |
| 168 | 2.90 | 4.522 | 9.045 | 611.77 | 2.869 | 4.522 |
| 170 | 2.87 | 4.502 | 9.004 | 602.76 | 2.844 | 4.502 |

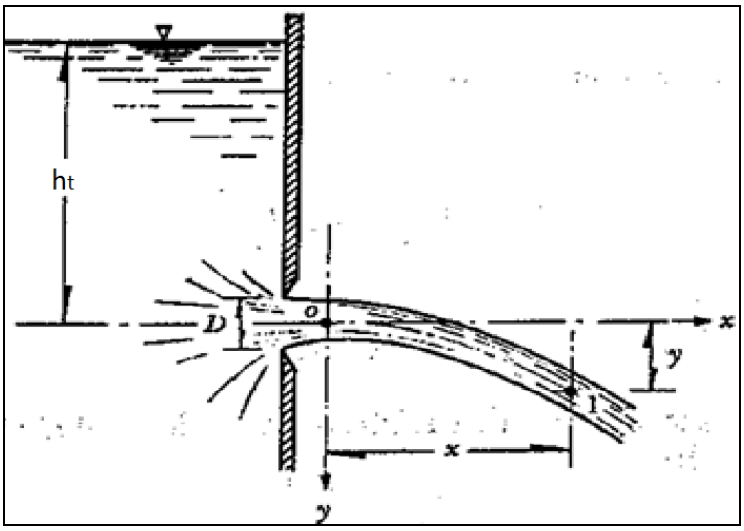
| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 172 | 2.84 | 4.482 | 8.963 | 593.80 | 2.818 | 4.482 |
| 174 | 2.82 | 4.461 | 8.922 | 584.88 | 2.792 | 4.461 |
| 176 | 2.79 | 4.441 | 8.882 | 576.00 | 2.767 | 4.441 |
| 178 | 2.77 | 4.421 | 8.841 | 567.15 | 2.741 | 4.421 |
| 180 | 2.74 | 4.400 | 8.800 | 558.35 | 2.716 | 4.400 |
| 182 | 2.72 | 4.380 | 8.760 | 549.59 | 2.691 | 4.380 |
| 184 | 2.69 | 4.359 | 8.719 | 540.88 | 2.666 | 4.359 |
| 186 | 2.67 | 4.339 | 8.678 | 532.20 | 2.641 | 4.339 |
| 188 | 2.64 | 4.319 | 8.637 | 523.56 | 2.616 | 4.319 |
| 190 | 2.62 | 4.298 | 8.597 | 514.96 | 2.591 | 4.298 |
| 192 | 2.59 | 4.278 | 8.556 | 506.41 | 2.566 | 4.278 |
| 194 | 2.57 | 4.258 | 8.515 | 497.89 | 2.542 | 4.258 |
| 196 | 2.54 | 4.237 | 8.475 | 489.42 | 2.518 | 4.237 |
| 198 | 2.52 | 4.217 | 8.434 | 480.98 | 2.493 | 4.217 |
| 200 | 2.49 | 4.197 | 8.393 | 472.59 | 2.469 | 4.197 |
| 202 | 2.47 | 4.176 | 8.352 | 464.24 | 2.445 | 4.176 |
| 204 | 2.45 | 4.156 | 8.312 | 455.93 | 2.421 | 4.156 |
| 206 | 2.42 | 4.135 | 8.271 | 447.66 | 2.397 | 4.135 |
| 208 | 2.40 | 4.115 | 8.230 | 439.43 | 2.374 | 4.115 |
| 210 | 2.37 | 4.095 | 8.189 | 431.24 | 2.350 | 4.095 |
| 212 | 2.35 | 4.074 | 8.149 | 423.09 | 2.327 | 4.074 |
| 214 | 2.33 | 4.054 | 8.108 | 414.98 | 2.303 | 4.054 |
| 216 | 2.30 | 4.034 | 8.067 | 406.91 | 2.280 | 4.034 |
| 218 | 2.28 | 4.013 | 8.027 | 398.89 | 2.257 | 4.013 |
| 220 | 2.26 | 3.993 | 7.986 | 390.90 | 2.234 | 3.993 |
| 222 | 2.23 | 3.973 | 7.945 | 382.95 | 2.211 | 3.973 |
| 224 | 2.21 | 3.952 | 7.904 | 375.05 | 2.189 | 3.952 |
| 226 | 2.19 | 3.932 | 7.864 | 367.19 | 2.166 | 3.932 |
| 228 | 2.17 | 3.911 | 7.823 | 359.36 | 2.144 | 3.911 |
| 230 | 2.14 | 3.891 | 7.782 | 351.58 | 2.121 | 3.891 |
| 232 | 2.12 | 3.871 | 7.741 | 343.84 | 2.099 | 3.871 |
| 234 | 2.10 | 3.850 | 7.701 | 336.14 | 2.077 | 3.850 |
| 236 | 2.08 | 3.830 | 7.660 | 328.48 | 2.055 | 3.830 |
| 238 | 2.05 | 3.810 | 7.619 | 320.86 | 2.033 | 3.810 |
| 240 | 2.03 | 3.789 | 7.578 | 313.28 | 2.011 | 3.789 |
| 242 | 2.01 | 3.769 | 7.538 | 305.74 | 1.989 | 3.769 |
| 244 | 1.99 | 3.748 | 7.497 | 298.25 | 1.968 | 3.748 |
| 246 | 1.97 | 3.728 | 7.456 | 290.79 | 1.946 | 3.728 |
| 248 | 1.95 | 3.708 | 7.415 | 283.38 | 1.925 | 3.708 |
| 250 | 1.93 | 3.687 | 7.375 | 276.00 | 1.904 | 3.687 |
| 252 | 1.90 | 3.667 | 7.334 | 268.67 | 1.883 | 3.667 |
| 254 | 1.88 | 3.647 | 7.293 | 261.37 | 1.862 | 3.647 |
| 256 | 1.86 | 3.626 | 7.253 | 254.12 | 1.841 | 3.626 |
| 258 | 1.84 | 3.606 | 7.212 | 246.91 | 1.820 | 3.606 |
| 260 | 1.82 | 3.586 | 7.171 | 239.74 | 1.799 | 3.586 |
| 262 | 1.80 | 3.565 | 7.130 | 232.61 | 1.779 | 3.565 |
| 264 | 1.78 | 3.545 | 7.090 | 225.52 | 1.759 | 3.545 |
| 266 | 1.76 | 3.524 | 7.049 | 218.47 | 1.738 | 3.524 |
| 268 | 1.74 | 3.504 | 7.008 | 211.46 | 1.718 | 3.504 |
| 270 | 1.72 | 3.484 | 6.967 | 204.50 | 1.698 | 3.484 |
| 272 | 1.70 | 3.463 | 6.927 | 197.57 | 1.678 | 3.463 |
| 274 | 1.68 | 3.443 | 6.886 | 190.68 | 1.658 | 3.443 |
| 276 | 1.66 | 3.423 | 6.845 | 183.84 | 1.639 | 3.423 |
| 278 | 1.64 | 3.402 | 6.804 | 177.03 | 1.619 | 3.402 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 280 | 1.62 | 3.382 | 6.764 | 170.27 | 1.600 | 3.382 |
| 282 | 1.60 | 3.361 | 6.723 | 163.55 | 1.580 | 3.361 |
| 284 | 1.58 | 3.341 | 6.682 | 156.86 | 1.561 | 3.341 |
| 286 | 1.56 | 3.321 | 6.641 | 150.22 | 1.542 | 3.321 |
| 288 | 1.54 | 3.300 | 6.601 | 143.62 | 1.523 | 3.300 |
| 290 | 1.52 | 3.280 | 6.560 | 137.06 | 1.504 | 3.280 |
| 292 | 1.50 | 3.260 | 6.519 | 130.54 | 1.485 | 3.260 |
| 294 | 1.49 | 3.239 | 6.478 | 124.07 | 1.467 | 3.239 |
| 296 | 1.47 | 3.219 | 6.438 | 117.63 | 1.448 | 3.219 |
| 298 | 1.45 | 3.198 | 6.397 | 111.23 | 1.430 | 3.198 |
| 300 | 1.43 | 3.178 | 6.356 | 104.88 | 1.412 | 3.178 |
| 302 | 1.41 | 3.158 | 6.315 | 98.56 | 1.393 | 3.158 |
| 304 | 1.39 | 3.137 | 6.274 | 92.29 | 1.375 | 3.137 |
| 306 | 1.38 | 3.117 | 6.234 | 86.05 | 1.357 | 3.117 |
| 308 | 1.36 | 3.096 | 6.193 | 79.86 | 1.340 | 3.096 |
| 310 | 1.34 | 3.076 | 6.152 | 73.71 | 1.322 | 3.076 |
| 312 | 1.32 | 3.056 | 6.111 | 67.60 | 1.304 | 3.056 |
| 314 | 1.30 | 3.035 | 6.071 | 61.52 | 1.287 | 3.035 |
| 316 | 1.29 | 3.015 | 6.030 | 55.49 | 1.270 | 3.015 |
| 318 | 1.27 | 2.995 | 5.989 | 49.51 | 1.252 | 2.995 |
| 320 | 1.25 | 2.974 | 5.948 | 43.56 | 1.235 | 2.974 |
| 334.75 | 1.24 | 2.954 | 43.557 | 0.00 | 1.110 | 2.954 |
| 5.58 | | | | | | |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El calado inicial $h_t$ se lo toma desde el centro de gravedad del orificio. Es así que al valor $h_t$ se le adiciona la (altura del orificio / 2).

*Figura 3.53. Geometría del orificio*




*Fuente: Sotelo,G - Hidráulica General Vol. 1*

El calado inicial será:

$$h_t i = h_t + 0.5$$

$$h_t i = 4.96\ m + 0.5\ m = 5.46\ m$$

La altura residual $(hcr)$ en cada intervalo se calcula a base del volumen residual $Vol_d$.

$$Vol_d = Q_{lav} * \Delta t$$

$$hcr = h_t i - \frac{Vol_d}{L_{const} * B1}$$

El volumen residual se obtiene de la siguiente manera:

$$Vol\, r = V_T - Vol_d$$

El caudal de agua que sale del orificio en cada intervalo de tiempo está dado por la ecuación general de un orificio rectangular que anteriormente fue explicada:

$$Q_{i\ lav} = Ao * C_{do} * \sqrt{2 * g * h_T i}$$

Sumando los intervalos de tiempo se puede constatar que el tiempo aproximado de vaciado de una de las cámaras desarenadoras es de 5.58 min.

*3.5.4.2.4 Rápida de lavado*

Como se indicó en las consideraciones de diseño se dispondrá un canal de limpieza posterior al orificio de limpieza. Se debe asegurar una velocidad adecuada de flujo que asegure que las partículas depositadas en las cámaras sean evacuadas y que no se

depositen en el fondo del canal. Para ello se diseñó un canal con las condiciones de pendiente mínima del 2%.

La velocidad de flujo se la obtiene con la fórmula de canales abiertos de Manning de la misma manera que se realizó en el diseño del canal inicial de la conducción:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I^{1/2}$$

Los datos iniciales necesarios para realizar este cálculo se presentan en la Tabla 3.69.:

*Tabla 3.69. Datos generales para el diseño del canal de limpieza del desarenador*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal diseño | $Q_{dis}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Coeficiente de Manning para canales | $n_{horm}$ | 0.015 | $m^{1/3}/s$ |
| Pendiente adquirida para el canal | $i_{canal-limp}$ | 0.02 | m/m |
| Longitud del canal de limpieza | $L_{canal-limp}$ | 18.50 | m |
| Ancho del canal ( salida del desarenador) | $b_{des-limp}$ | 1.4 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

$$Q_{dis} = \frac{A}{n} * R^{\frac{2}{3}} * {i_{canal-limp}}^{1/2}$$

$$8.00\ \frac{m^3}{s} = \frac{1.4 * Y_n}{0.015} * \left(\frac{1.4 * Y_n}{2 * Y_n + 1.4}\right)^{2/3} * {i_{limp}}^{1/2}$$

$$Y_n = 1.07\ m$$

$$V_{canal-limp} = \frac{1}{0.015} * \left[\frac{1.4 * 1.07}{2 * 1.07 + 1.4}\right]^{2/3} * 0.02^{1/2}$$

$$V_{canal-limp} = 5.31\ m/s$$

Se adoptó un ancho constructivo de 1.40 m por asegurar un flujo supercrítico en el canal y a su vez por no presentar dimensiones tan elevadas, lo que hubiese significado mayor costo de construcción y material.

### *3.5.5 Tanque de carga - Conducción Sardinas*

#### *3.5.5.1 Consideraciones de diseño*

a) El tanque de carga está ubicado a continuación del canal, y previo a la tubería de baja presión; el caudal de diseño corresponderá al mismo caudal que llega del canal siendo de 8.0 $m^3/s$.

$$Q_{dis} = 8.00\ {}^{m^3}/_{s}$$

b) Para conocer la cota de inicio del taque de carga es necesario tomar en cuenta la presencia de una rejilla que impedirá el ingreso de material sólido de gran tamaño que puede estar presente en el canal al ser este descubierto.

La rejilla va a producir una pérdida de carga, una vez que el flujo pase a través de ella, dicha pérdida se calcula utilizando criterios recomendados por Kirschmer (1926) para el coeficiente K para flujo normal o no normal al plano.

$$h_{f\ rej} = K * \frac{V_{rejilla}{}^2}{2 * g}$$

Dónde:

$h_{f\ rej}$ = pérdida que se produce en la rejilla

$K$ = coeficiente para flujo normal o no normal al plano, recomendado por Kirschmer (1926)

$V_{rejilla}$ = velocidad de aproximación a la rejilla

$$K = C_f * \left(\frac{s_{barr}}{b_{barr}}\right)^{\frac{4}{3}} * seno(\beta)$$

Dónde:

$C_f$ = Coeficiente que varía según la sección transversal del barrote

$s$ = Ancho de los barrotes

$b$ = Separación entre barrotes

$\beta$ = Ángulo con la horizontal

c) Algunos parámetros que son necesario conocer para encontrar la pérdida en el flujo provocada por la presencia de la rejilla se detallan a continuación:

Velocidad de aproximación a la rejilla ($V_{rejilla}$):

El cálculo de esta velocidad se hace en función del $Q_{dis}$ y del ancho del tanque de carga que satisface los requerimientos del volumen.

Como parámetro inicial se tendrá el calado en el canal de ingreso, el cual se obtiene mediante las siguientes expresiones.

$$Q_{cap} = \frac{A}{n_{horm}} * R^{2/3} * i_{canal-des}{}^{1/2}$$

$$Q_{cap} = \frac{Y_n * b_{canal-des}}{n_{horm}} * \left(\frac{Y_n * b_{canal-des}}{2 * Y_n + b_{canal-des}}\right)^{2/3} * i^{1/2}$$

Donde:

$Q_{cap}$ =Caudal de diseño para la rejilla

$Y_n$ = Calado normal en el canal

$b_{canal-des}$ = Ancho de la solera del canal

$n$ = Coeficiente de Manning para hormigón

$i$ = Pendiente del canal

El caudal proveniente del canal de inicial tiene una velocidad, la misma que tiene que disminuir dentro del tanque por medio de una transición, que generalmente esta entre los $10^o$ a $20^o$. La longitud de la transición se obtiene por una simple función trigonométrica:

$$L_{trans} = \frac{(A_{tanq} - b_{canal})}{2 * \tan \alpha_{trans}}$$

Dónde:

$A_{tanq}$= Ancho del tanque de carga

$b_{canal}$ =Ancho del canal de entrada

$\alpha_{trans}$ =Ángulo de la transición

Se supone que el agua al entrar al tanque de carga sumergirá totalmente la rejilla, con lo cual el líquido atravesará el área neta de la misma, generándose así la perdida por contracción del agua al pasar entre los barrotes. Para realizar este procedimiento es necesario obtener el área neta de la rejilla.

Coeficiente $C_f$:

El coeficiente $C_f$ está en función de la forma geométrica del barrote y puede ser tomado del libro de Hidráulica General Vol. 1 de Sotelo, el cuál recomienda los valores que se observan en la Figura 3.54., aplicables a la fórmula de Kirschmer.

*Figura 3.54. Coeficientes $C_f$ aplicables a la fórmula de Kirschmer*

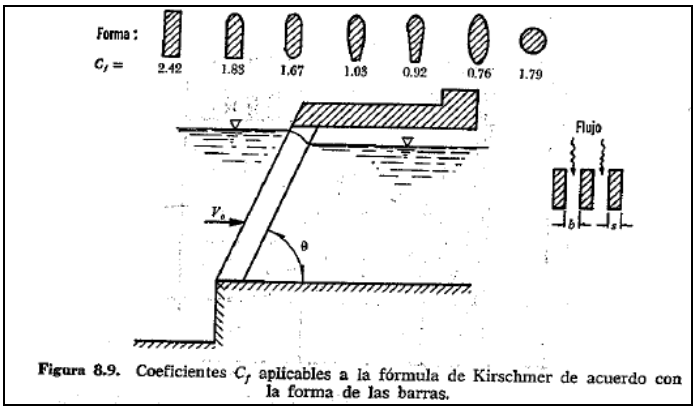



**Figura 8.9.** Coeficientes $C_f$ aplicables a la fórmula de Kirschmer de acuerdo con la forma de las barras.

*Fuente: Hidráulica General Vol. 1. - Sotelo*

d) Para diseñar el tanque de carga es necesario dar importancia a las condiciones de sumergencia que debe cumplir la tubería, dichos criterios se presentan a continuación:

Criterio de sumergencia según Polikovski y Perelman ($s_1$)

Éste criterio nos indica que la siguiente relación debe ser menor a la altura de sumergencia h, medida desde la clave de la tubería hasta el nivel del agua con el que se llega al tanque.

$$s_1 > 0.5 * D_{tub-bp} * \left( \frac{V_{tub-bp}}{\sqrt{2 * D_{tub-bp}}} \right)^{0.55}$$

Dónde:

$s1$ = Altura de sumergencia según Polikovski y Perelman

$D$ = Diámetro de la tubería

$V_{tub-bp}$ = Velocidad de flujo dentro de la tubería

Criterio de sumergencia según Krochin ($s_2$)

Éste criterio, recomendado por (KROCHIN, 1986), nos da un valor exacto de altura de sumergencia, en función de un coeficiente k, el cual varía entre 2 y 3. A su vez, nos impone un límite máximo de h.

$$s_2 = k * \frac{V_{tub-bp}^{\ 2}}{2 * g}$$

$$2 < k < 3$$

$$s_2 > 1\ m$$

Dónde:

$s_2$ = Altura de sumergencia

$k$ = Coeficiente que varía entre 2 o 3

$V_{tub-bp}$ = Velocidad de flujo dentro de la tubería

La velocidad de flujo dentro de la tubería estará calculada en función del caudal de diseño y del área de la tubería.

Criterio de sumergencia según Knauss ($s_3$)

El criterio de Knauss fue dado en el año 1983 y está dado en función del número de Froude y el diámetro de la tubería.

$$s_3 = D_{turb-bp} * (2 * Fr + 0.5); 2\ m/s < V_{tub-bp} < 6\ m/s$$

Al tener 3 criterios diferentes de sumergencia, la altura s que se utilizará corresponderá al mayor valor entre las 3 condiciones.

e) El volumen final necesario máximo para el tanque de presión recomendado (KROCHIN, 1986) está dado por la siguiente fórmula:

$$V_{req} = \frac{0.693 * A_{moj} * {V_{canal}}^2}{i_{canal} * g}$$

Dónde:

$V_{req}$ = Volumen del tanque de presión

$A_m$ = Área mojada del canal de ingreso al tanque

$V_c$ = Velocidad de flujo en el canal de ingreso

$i$ = Pendiente del canal

$g = aceleración\ de\ la\ gravedad$

f) El tanque de carga cuenta con un vertedero lateral de excesos, para eliminación de excesos de caudal producido por lluvias o crecientes en la toma y se dirige a

un canal de limpieza. En ocasiones este puede funcionar como regulador de las oscilaciones de agua producidas por golpe de ariete dentro de la tubería, desfogando el exceso.

El método de cálculo es similar al realizado para el vertedero del desripiador; es diseñado con los 2/3 del caudal de conducción para optimizar su funcionamiento.

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} * Q_{conducción}$$

$$Q_{dis} = C * M * b_{vertedero} * H^{3/2}$$

Dónde:

$Q_{dis}$ = Caudal de diseño para el vertedero lateral de excesos del tanque de carga

$Q_{conducción}$ = Caudal proveniente del canal previo al tanque de carga

$C$ = Coeficiente de corrección que depende de la relación de cargas al inicio y final del vertedero

$M$ = Coeficiente del vertedero, generalmente se le da un valor de 2, según (KROCHIN, 1986)

$b$ = Longitud del vertedero

$H$ = Carga de agua sobre el vertedero

Donde la expresión recomendada para encontrar el coeficiente C (KROCHIN, 1986) es:

$$C = 0.4 * \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K}$$

g) La transición dispondrá de una pendiente suave para asegurar un ingreso suave al tanque de carga y de la misma manera evitar sedimentación dentro de él.

h) El volumen requerido para el tanque no incluirá el volumen de la transición, por lo que se darán dimensiones para el tanque que satisfagan con el valor necesario de agua dentro de la estructura.

i) Posterior a la salida del agua del vertedero de excesos se dispondrá de un canal de descarga que enviará el agua a la quebrada más cercana. La velocidad máxima admisible para descargas es de 3 m/s con lo que se asegura flujo subcrítico y capacidad de arrastre suficiente.

j) Muros de gaviones son un criterio básico cuando se requiere disminuir la caída brusca del agua desde el vertedero hasta el canal. Se dispondrán de enrocados al final del canal para prevenir la socavación del lecho de la quebrada al momento de la descarga.

k) La pendiente del canal, y dimensiones necesarias se diseñan en función de la velocidad requerida de flujo y la pendiente del terreno

l) El tanque de carga en su base tendrá una pendiente mínima transversal del 1% para ayudar a los procedimientos de limpieza del mismo y asegurar el arrastre de partículas depositadas en el fondo del mismo.

### *3.5.5.2 Dimensionamiento del tanque de carga*

Los datos requeridos para el dimensionamiento del tanque de carga son los siguientes:

*Tabla 3.70. Datos generales para el diseño del tanque de carga*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal diseño | $Q_{cap}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Diámetro de la tubería de presión | $D_{tub-bp}$ | 2.00 | m |
| Área mojada | $A_{moj}$ | 2.51 | $m^2$ |
| Velocidad de flujo | $V_{canal}$ | 3.19 | m/s |
| Pendiente adquirida para el canal | $i_{canal}$ | 0.005 | m/m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El proceso para encontrar la pérdida en la rejilla se detalla en este capítulo; es necesario conocer este parámetro para el dimensionamiento del tanque.

#### *3.5.5.2.1 Criterios de sumergencia de la tubería de baja presión*

Un parámetro importante para el cálculo de la sumergencia es la velocidad de flujo dentro de la tubería ($V_{tub-bp}$), la cual está directamente relacionada con el área del tubo ($A_{tub-bp}$).

$$A_{tub-bp} = \frac{\pi * D_{tub-bp}{}^2}{4}$$

$$A_{tub-bp} = \frac{\pi * 2.0^2}{4}$$

$$A_{tub-bp} = 3.14\ m^2$$

$$V_{tub-bp} = \frac{Q_{cap}}{A_{tub-bp}}$$

$$V_{tub-bp} = \frac{8.00}{3.14}$$

$$V_{tub-bp} = 2.55\ {}^{m}/_{s^2}$$

Como se mencionó en los criterios de diseño, son 3 reglas las que se deben cumplir para garantizar la presión en la tubería durante toda su vida útil, los métodos de cálculo se muestran a continuación:

*a) Criterio de sumergencia según Polikovski y Perelman (s1)*

La expresión recomendada por los autores para cumplir con este criterio es la siguiente:

$$s_1 \geq 0.5 * D_{tub-bp} * \left(\frac{V_{tub-bp}}{\sqrt{2 * D_{tub-bp}}}\right)^{0.55}$$

$$s_1 \geq 0.5 * 1.6 * \left(\frac{3.98}{\sqrt{2 * 2.0}}\right)^{0.55}$$

$$s_1 = 1.14\ m$$

*b) Criterio de sumergencia según Krochin (s2)*

La expresión recomendada por los autores para cumplir con este criterio es la siguiente:

$$s_2 = k * \frac{{V_{tub-bp}}^2}{2 * g}$$

Asumiendo un valor de k= 2.00, y remplazando los parámetros ya conocidos tendremos:

$$s_2 = 2.00 * \frac{2.55^2}{2 * 9.81}$$

$$s_2 = 0.66\ m$$

Como el valor es menor a uno la sumergencia será para este caso de 1 m.

A su vez estamos comprobando que el valor de $s_2$ sea mayor a 1 m.

*c) Criterio de sumergencia según Knauss (s3)*

La expresión recomendada por los autores para cumplir con este criterio es la siguiente:

$$s_3 = D_{tub-bp} * (2 * Fr + 0.5);\ 2\ \frac{m}{s} < V_{tub-bp} < 6\ m/s$$

$$s_3 = 2.0 * (2 * \frac{V_{tub-bp}}{\sqrt{g * D_{tub-bp}}} + 0.5)$$

$$s_3 = 2.0 * (2 * \frac{2.55}{\sqrt{9.81 * 2.0}} + 0.5)$$

$$s_3 = 3.30\ m$$

*3.5.5.2.2 Dimensionamiento de la rejilla de entrada al tanque de carga*

Como se mencionó en los criterios de diseño, el caudal de diseño corresponde al flujo que proviene del canal, es decir 8.0 $m^3/s$. A continuación se presenta la Tabla 3.71. con los parámetros generales necesarios para el dimensionamiento de la rejilla.

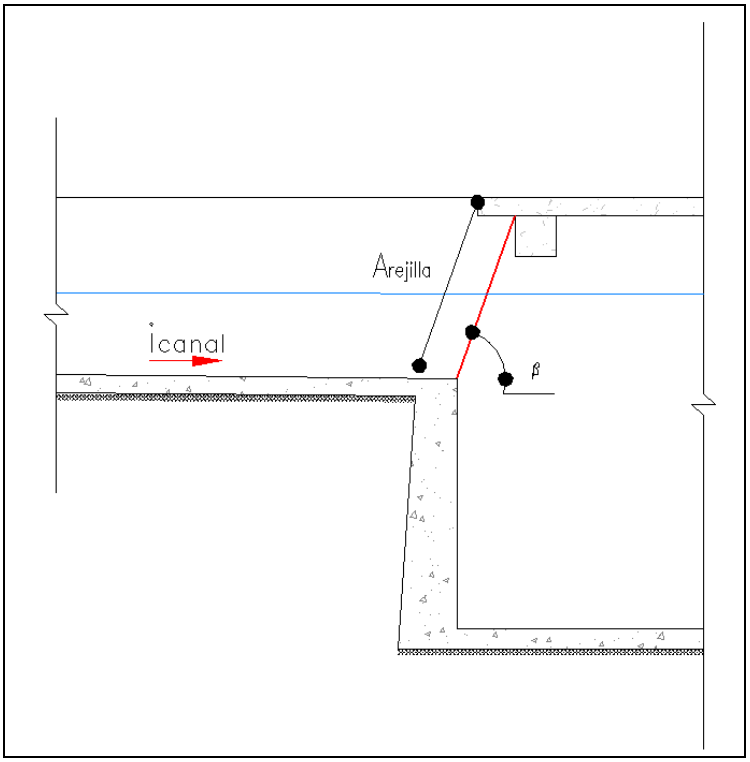
*Tabla 3.71. Parámetros generales para la rejilla de entrada del tanque*

| Datos generales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal diseño | $Q_{dis}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Separación de barrotes ( Según Sokolov) | $b_{barr}$ | 0.050 | m |
| Ángulo con la horizontal | β | 70.000 | $^o$ |
| Ancho de la rejilla | $A_{rejilla}$ | 3.000 | m |
| Largo de la rejilla | $L_{rejilla}$ | 8.000 | m |
| Ancho de los barrotes | $s_{barr}$ | 0.0254 | m |
| Numero de barrotes | N | 107.0000 | |
| Coeficiente que varía según sección transversal del barrote | $C_f$ | 2.42 | _ |
| Área efectiva de la rejilla | $A_{efectiva}$ | 15.90 | |
| Velocidad de aproximación a la rejilla | $V_{rejilla}$ | 0.50 | m/s |
| Pérdida que se produce en la rejilla | $h_{f\ rej}$ | 0.012 | m |
| Coeficiente K para flujo normal o no normal al plano | K | 0.922 | _ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El proceso de cálculo de algunos de los parámetros presentes en la Tabla 3.67. se explica a continuación:

*Figura 3.55. Parámetros hidráulicos de la rejilla del tanque de carga*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

La pérdida de carga por efecto de la rejilla se puede calcular con la siguiente expresión, como ya se definió en los parámetros de diseño:

$$h_{f\,rej} = K * \frac{{V_{rej}}^2}{2 * g}$$

Para ello es fundamental encontrar el valor del área neta de la rejilla por donde en realidad pasará el agua. Teniendo un ancho de barrote de 0.0254 m y una separación entre ellos de 0.050 m es posible encontrar el número de barrotes en el ancho total del tanque de carga. La rejilla estará ubicada a todo el ancho del tanque de carga.

$$N = \frac{L_{rejilla} + b_{barr}}{b_{barr} + s_{barr}}$$

Dónde:

$L_{rejilla}$ =Largo de la rejilla

$b_{barr}$ =Separación de barrotes según Sokolov

$s_{barr}$ =Ancho de los barrotes

Así, remplazando los valores ya conocidos de la geometría de la rejilla obtendremos el siguiente valor de N:

$$N = \frac{8.0 + 0.050}{0.050 + 0.0254} = 107.0$$

El área efectiva de la rejilla será pues:

$$A_{efectiva} = \left(b_{barr} * A_{rejilla}\right) * (N - 1)$$

Remplazando en la ecuación anterior los valores correspondientes:

$$A_{efectiva} = (0.050 * 3.0) * (107.0 - 1) = 15.90\ m^2$$

A su vez, previamente necesitamos encontrar el valor de K, con la fórmula de Kirschmer:

$$K = C_f * \left(\frac{s}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * seno(\propto)$$

Los barrotes tendrán una geometría rectangular en ambos bordes, por lo que el valor de $C_f$ recomendado en los criterios de diseño será el siguiente:

$$C_f = 2.42$$

Remplazando los valores ya conocidos, obtenemos el siguiente valor de coeficiente K:

$$K = 2.42 * \left(\frac{0.0254}{0.05}\right)^{\frac{4}{3}} * seno(70)$$

$$K = 0.922$$

Otro parámetro requerido es la velocidad de aproximación a la rejilla. Esta se supone la velocidad con la que una fracción del caudal pasa por cada ranura de la rejilla. Conociendo el número de espacios se podrá calcular que fracción del caudal pasa por cada uno de ellos y por ende su velocidad:

$$Q_i = \frac{Q_{dis}}{(N-1)}$$

Se podrá obtener la velocidad de aproximación:

$$V_{rejilla} = \frac{Q_{dis}}{A_{efectiva}}$$

$$V_{rejilla} = \frac{8.0}{15.90} = 0.50\ m/s$$

Por lo tanto, la pérdida en la rejilla será:

$$h_f = 0.922 * \frac{0.5^2}{2 * 9.81}$$

$$h_f = 0.012\ m$$

Anterior a la rejilla de ingreso al tanque de carga se requiere una longitud de transición con el objetivo de disminuir gradualmente la velocidad de flujo proveniente del canal de ingreso y así evitar pérdidas excesivas al ingreso si se tuviese un cambio de sección muy brusco.

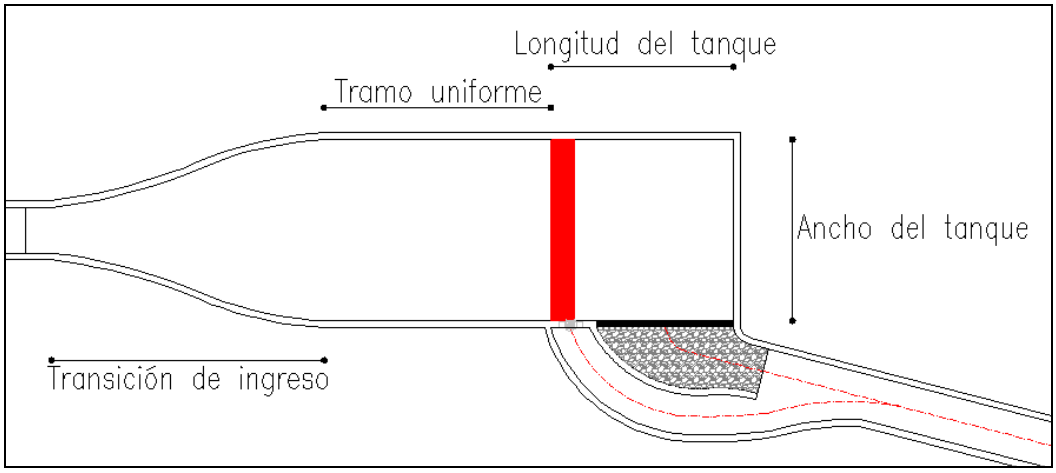
$$L_{trans} = \frac{(A_{tanq} - b_{canal})}{2 * \tan \alpha_{trans}}$$

$$L_{trans} = \frac{(8.0 - 2.0)}{2 * \tan 14}$$

$$L_{trans} = 12.00\ m$$

Posterior a esta transición las técnicas de diseño recomiendan un tramo con sección constante para uniformizar el flujo previo al tanque de carga como se muestra en la Figura 3.56.:

*Figura 3.56. Componentes del tanque de carga*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*3.5.5.2.3 Volumen y dimensionamiento del tanque de carga*

Con se detalló en los criterios de diseño, el volumen requerido por el tanque de carga se encuentra con la siguiente fórmula (KROCHIN, 1986):

$$V_{req} = \frac{0.693 * A_{moj} * V_{canal}{}^2}{i_{canal} * g}$$

El valor de $A_{moj}$ corresponde al área mojada del canal de salida del desarenador, previamente calculado.

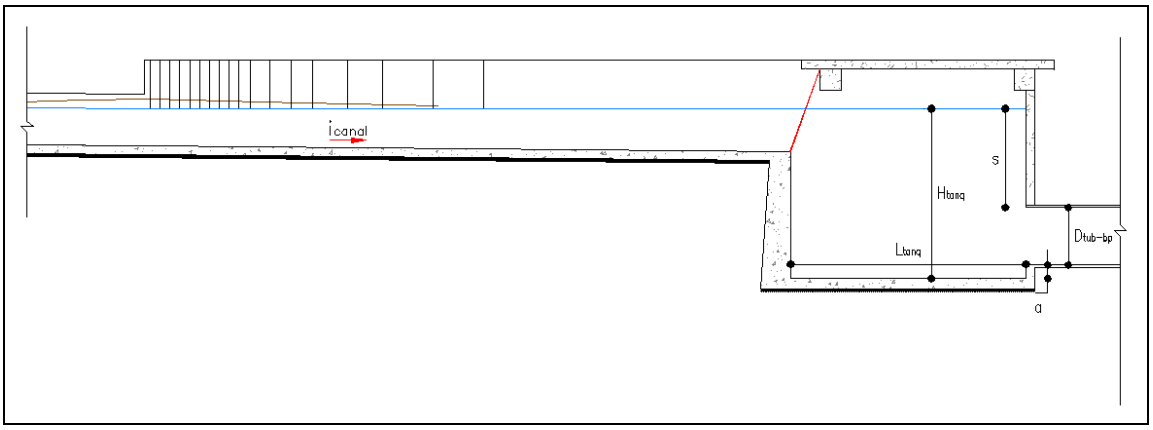
Remplazando los valores ya conocidos tendremos un volumen máximo de:

$$V_{req} = \frac{0.693 * 2.51 * 3.19^2}{0.005 * 9.81}$$

$$V_{req} = 360.432\ m^3$$

Una vez obtenido el valor del volumen requerido en el tanque de carga, se procede a calcular la altura de agua a partir de la base del mismo.

*Figura 3.57. Parámetros hidráulicos del tanque de carga*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Existen algunas cotas requeridas para el dimensionamiento del tanque, las cuales se encontrarán en función de los parámetros presentados en la Tabla 3.72.:

*Tabla 3.72. Cotas requeridas para el dimensionamiento del tanque de carga*

| Cotas requeridas en el tanque de carga | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Altura sobre la basa del tanque | a | 0.50 | m |
| Diámetro de la tubería | $D_{tub-bp}$ | 2.00 | m |
| Altura de sumergencia mayor | s | 3.30 | m |
| Cota de agua en el tanque ( incluida pérdida de rejilla) | $Z_{tanque}$ | 1685.44 | msnm |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

La primera cota necesaria para el dimensionamiento es la cota base del tanque, la cual está en función de los parámetros de la Tabla 3.68. y se calcula con la siguiente expresión:

$$Z_{tanque-base} = Z_{tanque} - a - s - D_{tub-bp}$$

$$Z_{tanque-base} = 1685.44 - 0.50 - 3.30 - 2.00$$

$$Z_{tanque-base} = 1679.64\ m$$

A su vez, calcularemos la cota de la clave y de la base de la tubería de presión, con el fin de poder realizar un esquema más real del tanque de carga, y conocer la ubicación de la tubería de presión en él.

$$Z_{clave\ tubería} = Z_{tanque} - s$$

$$Z_{clave\ tubería} = 1685.44 - 3.30$$

$$Z_{clave\ tubería} = 1682.14\ m$$

$$Z_{base\ tubería} = Z_{tanque} - D_{tub-bp}$$

$$Z_{base\ tubería} = 1685.44 - 2.00$$

$$Z_{base\ tubería} = 1680.14\ m$$

La altura del agua desde la base del tanque se calcula con la siguiente expresión:

$$H_{tanq} = Z_{tanque} - Z_{tanque-base}$$

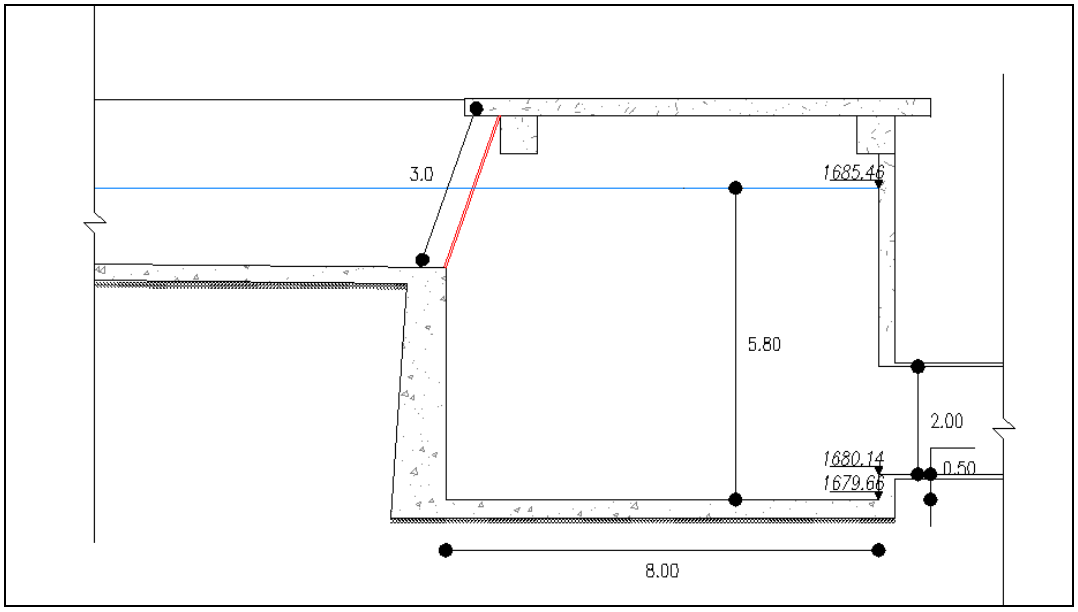
$$H_{tanq} = 1685.44 - 1679.64$$

$$H_{tanq} = 5.80\ m$$

Se asumirá un tanque de carga cuadrado, por lo que se busca un volumen igual o mayor al $V_{req}$ = 360.43 $m^3$ anteriormente encontrado.

Para dimensiones en planta de 8 m x 8 m, y con una altura de agua en el tanque de 5.80 m tendremos un volumen $V_{dis}$ = 371.17 $m^3$, volumen suficiente para cumplir los requerimientos planteados.

*Figura 3.58. Dimensionamiento del tanque de carga*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *3.5.5.2.4 Vertedero de excesos*

Para el cálculo del vertedero de excesos, como se mencionó en los criterios de diseño, el caudal de diseño será 2/3 del caudal de captación:

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} * Q_{conducción}$$

$$Q_{dis} = \frac{2}{3} * 8.00$$

$$Q_{dis} = 5.33 \ {}^{m^3}/_{s}$$

La incógnita dentro de este cálculo es la carga sobre el vertedero H, por lo que la siguiente expresión nos permitirá encontrar su valor:

$$Q_{dis} = C * M * b_{vertedero} * H^{3/2}$$

Algunos parámetros asumidos necesarios se presentan en la Tabla 3.69.:

*Tabla 3.73. Parámetros generales para el cálculo del vertedero de excesos del tanque de carga*

| Vertedero de excesos | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Coeficiente adimensional | K | 0.80 | |
| Coeficiente dimensional de descarga del vertedero ( asumido) | M | 2.00 | m |
| Longitud del vertedero | $b_{vertedero}$ | 6.00 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Encontramos el valor del coeficiente C con la siguiente expresión:

$$C = 0.4 * \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K}$$

Asumimos un valor de K = 0.80, por lo tanto:

$$C = 0.4 * \frac{1 - 0.80^{5/2}}{1 - 0.80}$$

$$C = 0.86$$

Remplazando los valores conocidos obtendremos:

$$5.33 = 0.86 * 2.00 * 6.00 * H^{3/2}$$

$$H = 0.65\ m$$

La carga sobre el vertedero de excesos será de H= 0.65 m

*3.5.5.2.5 Dimensionamiento del canal de descarga*

Como se mencionó en las consideraciones de diseño, el canal de descarga y de limpieza del tanque de carga debe procurar tener un flujo subcrítico que a la vez permita el arrastre de las partículas que se depositen en el fondo del tanque.

La velocidad recomendada para el arrastre de partículas es de máximo 3 m/s para canales de descarga, es por esto que las dimensiones del canal procuraran alcanzar esa velocidad de flujo como máxima.

Es así como después de varios intentos por alcanzar este valor se adoptaron las dimensiones presentadas en la Tabla 3.74. para el canal de descarga:

*Tabla 3.74. Parámetros generales para el cálculo del vertedero de excesos del tanque de carga*

| **Datos generales** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Caudal diseño | $Q_{cap}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Coeficiente de Manning para canales | $n_{horm}$ | 0.015 | $m^{1/3}/s$ |
| Pendiente adquirida para el canal | $i_{canal-des}$ | 0.002 | m/m |
| Longitud del canal | $L_{canal-des}$ | 30.00 | m |
| Ancho del canal ( salida del desarenador) | $b_{canal-des}$ | 2.00 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Con los datos presentados en la Tabla 3.70. se calcula el calado normal y crítico en el canal de descarga, con el fin de obtener la velocidad de flujo en el mismo. Es necesario comprobar que el tipo de flujo en el canal sea necesariamente subcrítico.

$$V_{canal-des} = \frac{1}{n_{horm}} * R_h^{\frac{2}{3}} * i_{canal-des}^{1/2}$$

$$Q_{cap} = \frac{A}{n_{horm}} * R_h^{\frac{2}{3}} * i_{canal-des}^{1/2}$$

$$8.0 = \frac{2.0 * Y_n}{0.015} * \left(\frac{2.0 * Y_n}{2 * Y_n + 2.0}\right)^{2/3} * 0.002^{1/2}$$

$$Y_n = 1.80\ m$$

En el caso de un canal de sección rectangular tendremos el calado crítico:

$$\left(\frac{{Y_c}^3 * {b_{canal-des}}^3}{b_{canal-des}}\right) = \left(\frac{{Q_{cap}}^2}{g}\right)$$

$${Y_c}^3 = \left(\frac{{Q_{cap}}^2}{g}\right) * {b_{canal-des}}^{-2}$$

$$Y_c = 1.177\ m$$

Al tener $Y_n > Y_c$, el tipo de flujo en el canal de descarga del vertedero será subcrítico.

El procedimiento con el que se obtuvieron los parámetros de calado normal de flujo, área mojada, radio hidráulico, velocidad de flujo para el canal es similar al utilizado para el diseño del canal inicial para la conducción numeral 3.1 del presente capitulo. En la Tabla 3.75. se presentan los resultados obtenidos:

*Tabla 3.75. Parámetros generales para el cálculo del vertedero de excesos del tanque de carga*

| **Parámetros hidráulicos del canal** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Área mojada | $A_{moj}$ | 3.60 | $m^2$ |
| Radio hidráulico | $R_h$ | 0.64 | m |
| Velocidad de flujo | $V_{canal-des}$ | 2.22 | m/s |
| Numero de Froude | Fr | 0.53 | |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El perfil del terreno tiene una pendiente excesiva mayor a 0,2%, adoptada para el diseño; con lo cual se realizaron 3 escalones para ajustarse al perfil del terreno, teniendo cada sección de canal una longitud de 30 m. Cada tramo de canal posee las condiciones de flujo mencionadas en la Tabla 3.75.

### *3.5.6 Chimenea de equilibrio*

#### *3.5.6.1 Introducción*

La chimenea de equilibrio es un dispositivo que se ubica de manera inclinada o vertical, que posee gran sección y que, abierto en su parte superior, se coloca en el trayecto de la tubería la cual se une a ella por su parte inferior, en un punto lo más cerca posible de la casa de máquinas. Su principal objetivo es el de disminuir la importancia y el efecto del golpe de ariete en la tubería de alta presión, propagando la sobrepresión que se puede producir dentro de dicha tubería por acción del cierre o apertura bruscas de las válvulas reguladoras en la casa de máquinas.

La chimenea constituye una reserva de agua próxima a la central que permite acelerar o desacelerar el agua de la tubería más lentamente de lo que la turbina a veces requiere, reduciendo la amplitud de las oscilaciones ( Golpe de ariete)

#### *3.5.6.2 Golpe de ariete*

El golpe de ariete es el aumento o la disminución de la presión dentro de una tubería cuando en su interior se produce un cambio brusco en la velocidad de circulación del líquido. Es un caso de movimiento no estacionario en el cual las fuerzas de inercia son las causas de la variación de la presión.

El golpe de ariete se produce principalmente cuando se cierran o abren las válvulas de regulación del agua hacia las turbinas dentro de la casa de máquinas.

El proceso del golpe de ariete empieza cuando en el momento del cierre brusco del flujo del agua, la energía cinética se transforma en presión. En ese momento el líquido se comprime y las paredes de la tubería se expanden permitiendo que en el tramo entre una cantidad adicional de agua antes de que se detenga. Este proceso se reproduce hasta llegar al reservorio que tiene superficie libre y es ahí donde se detiene el proceso. Esta propagación del líquido comprimido hasta llegar al reservorio se lo llama propagación de onda. Por tratarse de una velocidad de propagación de la presión y no de una velocidad material, esta se la llama generalmente como celeridad de onda.

Cuando llega al reservorio la sobrepresión registrada dentro de la tubería no puede avanzar más puesto que la presión en este lugar es la atmosférica por lo que automáticamente se vuelve cero. Cuando el agua ya no tiene como comprimirse, esta empieza a dilatarse o distenderse buscando un equilibrio interno, provocando que la tubería se contraiga. Este proceso se propaga desde el reservorio hasta la válvula de admisión.

En ese momento empieza el proceso inverso y la presión baja hasta la misma magnitud que se obtuvo anteriormente pero ahora con signo negativo. Después de esta onda de descompresión se tiene otra onda de compresión y así sucesivamente. El proceso de compresión y descompresión dentro de la tubería se va amortiguando hasta desaparecer ya que la energía se disipa una parte en calor hasta llegar a un punto de equilibrio interno. Todo este recorrido de la onda compresiva desde su ida

hacia el reservorio y de la onda de descompresión que vuelve hasta la válvula tiene un tiempo llamado fase, cuyo valor se calcula con la siguiente expresión:

$$\frac{2 * L}{C}$$

Dónde:

L= Longitud de la tubería.

c= Celeridad o velocidad de onda.

El valor de la celeridad de onda fue dada por Allievi, en una expresión que permite el cálculo del valor de la velocidad de la onda de un líquido dentro de una tubería:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K * \frac{D}{e}}}$$

Dónde:

K= Coeficiente función del módulo de elasticidad del material de la tubería

C= Celeridad de onda (m/s)

D= Diámetro interior (mm)

e= Espesor de la tubería (mm)

E= Coeficiente de elasticidad del material ($kg/cm^2$)

$$K = \frac{10^6}{E}$$

### *3.5.6.3 Tiempo de cierre*

Físicamente es imposible cerrar una válvula instantáneamente y para ello se necesita un tiempo $T_v$.

Existen dos casos:

- Si el cierre se produce en un tiempo menor o igual que la fase $T_v \leq 2L/c$, es equivalente en lo que a la intensidad de la presión se refiere a que si el cierre fuera instantáneo. En este caso el aumento de la presión no es instantáneo pero el valor de la presión máxima sigue siendo igual.
- Si el cierre se produce en un tiempo mayor o igual que la fase $T_v \geq 2L/c$, entonces la onda de descompresión alcanza a llegar desde el reservorio hasta la válvula antes de que se complete el cierre y adquiera su máximo valor.

Cualquiera sea la rapidez de cierre, habrá una distancia Xo del reservorio para la cual $T_v \geq 2\ Xo/c$. Por lo tanto en realidad la onda de presión máxima no puede extenderse hasta el reservorio sino solamente hasta la distancia Xo. Desde allí baja desde el valor máximo hasta la sobrepresión cero.

#### *3.5.6.4 Sobrepresión en tuberías*

Para el segundo caso $T_v \geq 2L/c$, existen muchas fórmulas apropiadas para calcular la sobrepresión en una tubería, pero una de las más utilizadas es la Michaud para un cierre lento:

$$p = \frac{2 * \delta * V * L}{g * T_v}$$

En el caso para el agua:

$$p = \frac{2 * V * L}{g * T_v}$$

Dónde:

V= Velocidad de flujo del agua

L= Longitud de la tubería

g= Gravedad

$T_v$ = Tiempo de cierre de la tubería

p= Sobrepresión (m)

### *3.5.6.5 Consideraciones de diseño de la Chimenea de equilibrio*

Como ya se mencionó en la parte introductoria de este numeral, la chimenea de equilibrio es un dispositivo cuyo objetivo principal es el de controlar los efectos del golpe de ariete dentro de una tubería, disipando la sobrepresión y haciendo que esta no se extienda más por la tubería de baja presión en dirección al tanque de carga. Es por esta razón, que el lugar más preciso de ubicación de dicha estructura sería cerca de la casa de máquinas, pero esto no sería posible, puesto que en un momento de cierre brusco de la válvula de admisión, la sobrepresión provocaría que el agua dentro de la estructura sobrepasara el nivel superior, lo que resultaría irrealizable, por necesitarse una altura excesiva y por lo tanto un costo exorbitante de la estructura de protección.

Es por esto, que la chimenea de equilibrio generalmente se la ubica en un cambio de pendiente de la caída. El primer tramo hasta la chimenea sería la conducción de baja presión, posterior a esta se dispone de la tubería de presión forzada.

La chimenea suprime el golpe de ariete pero de la misma manera se tiene que tomar en cuenta que este fenómeno es oscilatorio, por lo tanto el agua dentro de la

estructura alcanzará un nivel máximo de oscilación al momento del cierre y un nivel mínimo en el momento de apertura. El diseño, por lo tanto, se basará en encontrar los niveles máximos y mínimos en la chimenea, que prevengan que el agua se desborde al momento de un cierre y a su vez que no permitan el ingreso de aire a la tubería al momento de una apertura brusca.

Ahora bien, si admitimos el supuesto de que la tubería de baja presión no presenta fricción (K=0), la máxima elevación y el periodo de oscilaciones pueden determinarse teóricamente a partir de las expresiones que constituyen la ecuación típica de un movimiento armónico simple, que conduce a una oscilación no amortiguada de amplitud:

$$Z_o = Q_o \sqrt{\frac{L}{g * A_s * A_t}}$$

Y el periodo será:

$$Z_o = 2 * \pi * \sqrt{\frac{L * A_s}{g * A_t}}$$

Si se utilizaren los valores de las ecuaciones anteriores como criterios de diseño, existiría un notable sobredimensionamiento de la chimenea, por lo tanto estos resultados se los utilizará únicamente como valores de referencia para contrastar o dimensionar otros resultados más realistas.

El análisis de las oscilaciones de una chimenea de equilibrio, cualquier sea el tipo y considerando las perdidas en la chimenea y en la conducción anterior a esta ($K \neq 0$), se lleva a cabo utilizando criterios con métodos numéricos.

### *3.5.6.6 Tipos de Chimeneas*

Tenemos varios tipos de chimeneas de equilibrio que se pueden utilizar dependiendo de los efectos del golpe de ariete que se presenten. Entre las chimeneas más utilizadas para este tipo de proyectos hidroeléctricos tenemos:

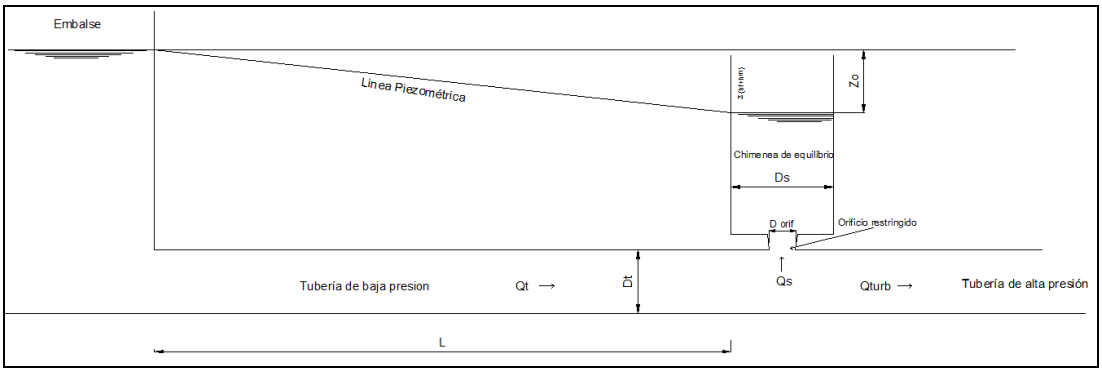
- Chimenea Simple
- Chimenea con orificio
- Chimenea diferencial
- Chimeneas cerradas
- Chimeneas múltiples

Para el caso de la Central Hidroeléctrica Sardinas se utilizará la chimenea con orificio restringido para optimizar su funcionamiento y evitar un sobre dimensionamiento de la misma.

### *3.5.6.7 Chimenea con orificio restringido*

La chimenea con orificio restringido reduce el flujo que entra y sale, por lo tanto las amplitudes de las oscilaciones de nivel del agua también se verán reducidas. El tamaño de la chimenea se reduce y las aceleraciones y desaceleraciones en la galería serán más rápidas, pudiendo llegar, si el orificio es excesivamente reducido, a que las sobrepresiones sean transmitidas parcialmente a la conducción de baja presión o túnel de presión.

*Figura 3.59. Parámetros hidráulicos de la chimenea de equilibrio-1*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Como ya se mencionó anteriormente, el análisis de las oscilaciones de una chimenea de equilibrio, cualquier sea el tipo y considerando las perdidas en la chimenea y en la conducción anterior a esta (baja presión), se lleva cabo utilizando métodos numéricos.

De acuerdo con la notación de la figura anterior, las ecuaciones que rigen el transitorio para el caso de una chimenea con orificio son las siguientes:

### *3.5.6.8 Ecuación de la dinámica o Ecuación de Euler para chimeneas con orificio*

La ecuación a lo largo de la tubería de baja presión, después de transformar las velocidades a caudales considerando la sección *At* de la tubería de baja presión, conduce a:

$$\frac{dQ_t}{dt} = \frac{g * A_t}{L}\left(-Z - c * Q_t|Q_t| - c_{orif} * Q_s|Q_s|\right)$$

Dónde:

Z= Desnivel de la chimenea respecto al embalse (medido positivo hacia arriba).

L= Longitud de la conducción de baja presión.

$Q_t$ =Caudal circulante por la tubería de baja presión.

c= Coeficiente de pérdidas que engloba perdidas por fricción y menores.

$c_{orif}$ =Coeficiente de pérdida del orificio.

La integración de dicha ecuación, determinará la variación del caudal entrante y saliente en la chimenea.

Para obtener el valor del coeficiente de pérdida, se utiliza la siguiente expresión:

$$h_T = c * Q^2$$

Como se puede observar, la expresión anterior constituye la ecuación del sistema hidráulico en donde las perdidas están en función del cuadrado del caudal $(Q^2)$ que fluye por una tubería cualquiera.

El coeficiente "c" se lo expresará con base en la fórmula de Darcy-Weisbach en función de $Q^2$.

$$h_f = f * \frac{L}{D_t} * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$h_m = k * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$h_T = h_f + h_m$$

$$h_T = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g} + k * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$h_T = \left(f * \frac{L}{D} + k\right) * \frac{Q^2}{2 * g * A^2}$$

$$h_T = \left(\frac{f * \frac{L}{D_t} + k}{2 * g * {A_t}^2}\right) * Q^2$$

$$h_T = c * Q^2$$

Dónde:

k= Coeficiente para obtener las perdidas menores en la conducción (codos, cambios de dirección, válvulas, estrechamientos, etc.)

En este caso, como el desnivel entre el embalse y el tanque se miden positivo hacia arriba, se tendrá:

$$Zo = -c * Q^2$$

Para la determinación del coeficiente de pérdidas del orificio $c_{orif}$ se hace uso de la ecuación general de los orificios con descarga sumergida:

$$\mathrm{Q_s} = \pm \mathrm{C_d} * \mathrm{A_{orif}} * \sqrt{2 * g * (\Delta H)}$$

Dónde:

$\mathrm{C_d}$ = Coeficiente de descarga del orificio (0.7 - 0.9).

$\mathrm{A_{orif}}$ = Área del orificio restringido.

$\Delta H$= Perdida de carga por existencia del orificio

$Q_s$ =Caudal entrante o saliente de la chimenea

El desnivel del agua por encima del orificio, asumiendo una pérdida producida por este se tendrá como:

$$\Delta H = c_{orif} * {Q_s}^2$$

Paralelamente se puede deducir lo siguiente:

$$\frac{\Delta H}{{Q_s}^2} = c_{orif}$$

De la ecuación general de orificios:

$$Q_s = C_d * A_{orif} * \sqrt{2 * g * (\Delta H)}$$

$$\frac{Q_s}{C_d * A_{orif}} = \sqrt{2 * g * (\Delta H)}$$

$$\frac{1}{C_d * A_{orif}} = \frac{\sqrt{2 * g * (\Delta H)}}{\sqrt{{Q_s}^2}}$$

$$\frac{1}{C_d * A_{orif}} = \sqrt{2 * g * c_{orif}}$$

$$C_{orif} = \frac{1}{2 * g} * \left(\frac{1}{C_d * A_{orif}}\right)^2$$

Por lo tanto, el $C_{orif}$ puede ser determinado en función de la geometría del orificio y su coeficiente de descarga.

### *3.5.6.9 Ecuación de la continuidad*

Refiriéndose a la confluencia de la galería con la chimenea se tiene:

$$Q_t = Q_s + Q_{turb}$$

Dónde:

$Q_{turb}$ =Caudal circulante hacia la casa de máquinas (Turbinable)

Donde a su vez, el caudal entrante en la chimenea puede escribirse como:

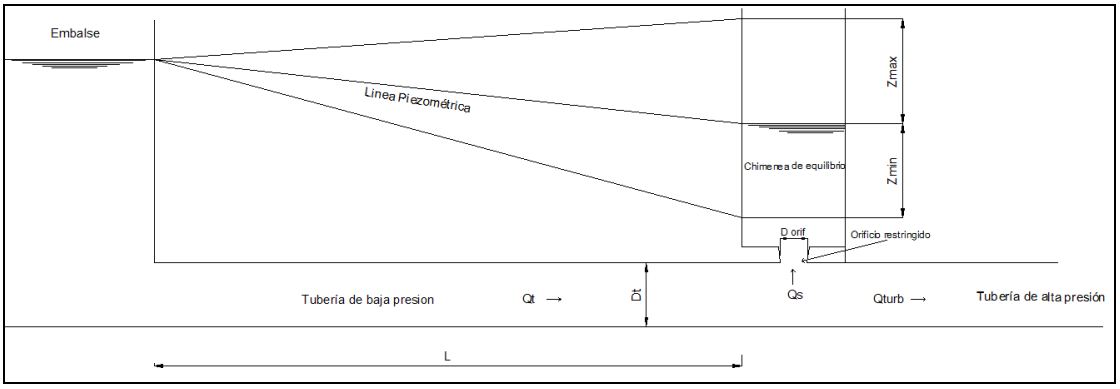
$$Q_s = A_s * \left(\frac{dz}{dt}\right)$$

Sustituyendo:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{1}{As} * (Q_t - Q_{turb})$$

Para conocer cuales son las oscilaciones maximas y minimas en maniobras maniobras de cierre y apertura se hizo uso del programa VisSim el cual permite graficar las funciones que representan los transitorios y niveles dentro de la chimenea de equilibrio con los conceptos anteriormente presentados.

*Figura 3.60. Parámetros hidráulicos de la chimenea de equilibrio-*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *3.5.6.10 Estabilidad de la chimenea de equilibrio*

*3.5.6.10.1 Área de Thoma*

El hecho de que el agua no desborde ni se vacié bajo las condiciones más desfavorables de cálculo no es suficiente para garantizar el buen diseño de la misma. Cualquier variación en el funcionamiento de la turbina va a provocar oscilaciones en la chimenea, puesto que las características de salida de la turbina dependen, en cierto modo, del nivel en la chimenea.

Para ello Thoma fue el primero en demostrar que para pequeñas oscilaciones dentro de la chimenea estas podrían ser inestables si el área de la misma fuese inferior a un mínimo, conocido como la sección de Thoma, y cuya expresión para una chimenea simple es:

$$A_{th} = \frac{L}{2 * g * c * A_t * (H_o + Z_o)}$$

Dónde:

c= Coeficiente de pérdidas que engloba perdidas por fricción y menores.

$A_t$ = Área transversal de la tubería de baja presión ($m^2$)

$H_o$ = Carga hidráulica sobre la turbina medida desde el nivel libre en el tanque de carga (m).

$H_o + Z_o$ = Carga neta de generación sobre las turbinas (m).

$L$ = Longitud de la tubería de baja presión (m).

### *3.5.6.11 Dimensionamiento de la chimenea de equilibrio*

El cálculo de las oscilaciones se las realiza por medio del programa VisSim. De las ecuaciones de la dinámica y de la continuidad se pueden obtener las oscilaciones dentro de chimenea de equilibrio.

#### *3.5.6.11.1 Cierre*

Obtenemos el coeficiente de perdida "c" para el caso de la conducción de baja presión y el coeficiente de pérdidas producidas por el orificio de entrada. El caudal de diseño de la conducción es $Q = 8\ \frac{m^3}{s}$.

$$h_T = c * Q^2$$

$$h_T = \left( \frac{f * \frac{L}{D_t} + k}{2 * g * {A_t}^2} \right) * Q^2$$

$$c = \left( \frac{0.009 * \frac{1924.78\ m}{2.0\ m} + 8.465}{2 * 9.81 * 3.1415^2} \right)$$

$$c = 0.088\ \frac{m}{(\frac{m^3}{s})^2}$$

$$Zo = -0.088 * 8^2$$

$$Zo = -5.76\ m$$

Para la determinación del coeficiente de pérdida del orificio restringido de la chimenea de equilibrio, se adoptará un diámetro del orificio de $D_{orif}$ =0.7 m y un $Cd = 0.7$.

$$C_{orif} = \frac{1}{2 * g}\left(\frac{1}{C_d * A_{orif}}\right)^2$$

$$C_{orif} = \frac{1}{2 * 9.81}\left(\frac{1}{0.7 * \frac{\pi * 0.7^2}{4}}\right)^2$$

$$C_{orif} = 0.70$$

Como se observó en la Figura 3.47., $Zo$ es la diferencia entre el nivel libre en el tanque de carga y el nivel libre en la chimenea sin oscilación. Este nivel servirá como referencia para determinar las oscilaciones máximas y mínimas en el momento de un cierre de la válvula de admisión en la casa de máquinas. La integración de las ecuaciones, determinarán la variación del caudal entrante y saliente en la chimenea y por ende la posición del nivel del agua al momento de un cierre hasta que se alcance el equilibrio dentro de la chimenea. Las funciones del caudal Q y el nivel Z se visualizarán como curvas sinusoides perfectas. Las condiciones iniciales para cada ecuación se presentan a continuación:

$$Qo = 8\ \frac{m^3}{s}$$

$$\int \frac{dQ_t}{dt} = \int \frac{g * A_t}{L}\left(-Z - c * Q_t|Q_t| - c_{orif} * Q_s|Q_s|\right)$$

$$Zo = -5.76\ m$$

$$\int \frac{dz}{dt} = \int \frac{1}{As}(Q_t - Q_{turb})$$

Si se adoptan los valores de 8 $m^3/s$ y 0 $m^3/s$ en $Q_t$ y $Q_{turb}$ respectivamente, se simulará una apertura instantánea. Esto es, porque se considera que se corta radicalmente el flujo de agua hacia las turbinas, pero la masa de agua sigue fluyendo en la tubería de baja presión, hasta encontrar el flujo detenido. Esto significará lógicamente una elevación en el nivel de agua en la chimenea.

Este procedimiento también se lo puede reproducir para considerar un tiempo de maniobra de cierre, esto se da cuando $Q_{turb} \neq 0$ $m^3/s$. Para este caso, el caudal que se dirige hacia las turbinas va disminuyendo gradualmente y por ende el nivel de agua en la chimenea no se elevará de manera abrupta, sino en función de cómo se vaya deteniendo el caudal en la tubería de alta presión. Este proceso del tiempo de cierre se explicará detalladamente más adelante.

*a) Área de Thoma*

Mediante el área de Thoma, se determina el área mínima para la chimenea para que se encuentre estable:

$$A_{th} = \frac{L}{2 * g * c * A_t * (H_o + Z_o)}$$

$$A_{th} = \frac{1924.78\ m}{2 * 9.81\ * 0.088 * 3.1514 * (105.13\ m - 5.76\ m)}$$

$$A_{th} = 3.5714 \ m^2$$

$$A_s \geq A_{th}$$

El área de la chimenea debe ser mayor o igual al área de Thoma, pero lógicamente, el diseño se basará en encontrar un diámetro de chimenea que no permita que las oscilaciones del nivel de agua dentro de la misma sean muy pronunciadas. Este proceso de cheque se lo realiza simultáneamente con el programa utilizado.

*b) Datos iniciales para VisSim*

$A_s$ = Área de la chimenea ($m^2$).

$A_t$ = Área de la conducción de baja presión ($m^2$).

$L$ = Área de la chimenea (m).

$c$ = Coeficiente de pérdidas en la tubería de baja presión ($\frac{m}{(\frac{m^3}{s})^2}$)

$g$ = Gravedad (9.81 $m/s^2$)

$c_{orif}$ =Coeficiente de pérdidas en el orificio restringido ($\frac{m}{(\frac{m^3}{s})^2}$)

- El diámetro de la chimenea se asume de 4 m, dando un área de $A_s = 7.07$ $m^2$
- $A_t = 3.1415$ $m^2$
- $L = 1924.78 \ m$

- $c = 0.088$
- $c_{orif} = 0.70$

*c) Condiciones con un tiempo de cierre de* $T_v = 5\ s$.

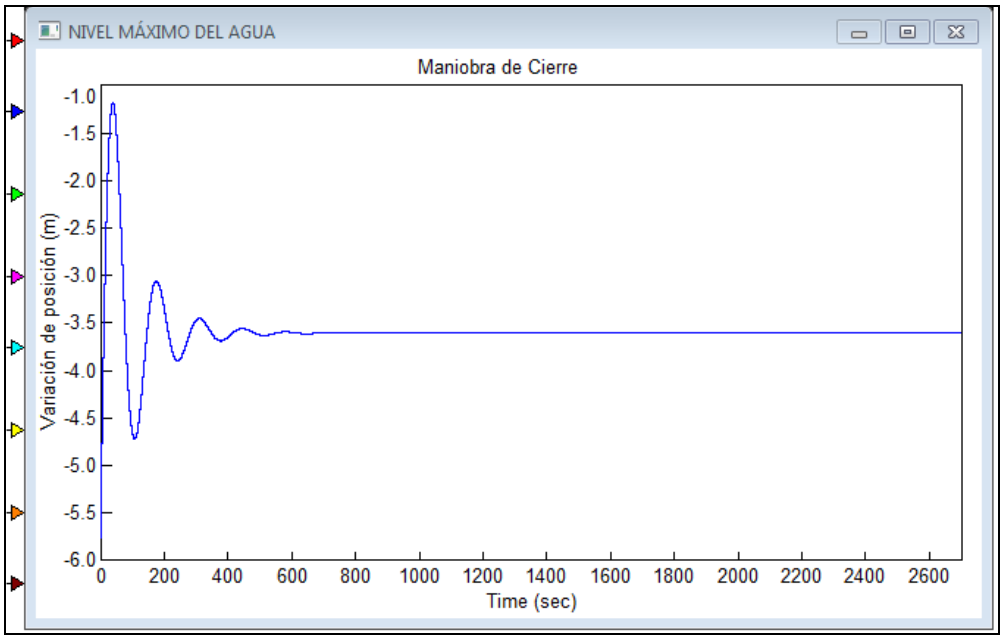
*Tabla 3.76. Datos iniciales para el programa VisSim*

| **Datos VisSim** | | |
|---|---|---|
| **Qt** | 8.00 | $m^3/s$ |
| **Qtur** | 6.40 | $m^3/s$ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

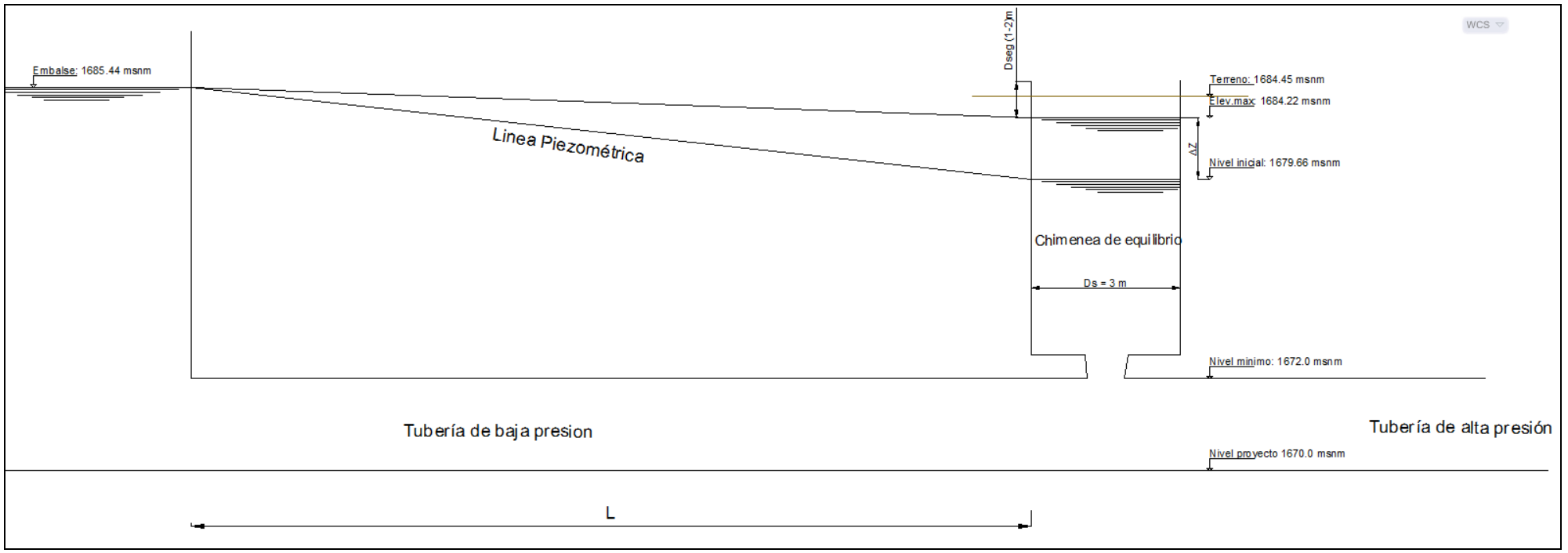
*d) Gráficas de las funciones*

*Figura 3.61. Funciones sinusoidales- cierre*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Figura 3.62. Esquema chimenea de equilibrio- cierre*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Como se nota en la Figura 3.60., la función nos indica un punto máximo en los $Zmax = -1.20\ m$ , lo que quiere decir que desde $Zo = -5.76\ m$ presente en condiciones normales de operación de la central, tenemos una variación de altura de agua en la chimenea de $\Delta Z = 4.56\ m$.

*Tabla 3.77. Datos iniciales para el programa VisSim*

| Niveles | Descripción | Valor ( msnm) |
|---|---|---|
| Nivel inicial | $Z_{inicial}$ | 1679.66 msnm |
| Elevación máxima | $Z_{máximo}$ | 1684.22 msnm |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Esta consideración se la realizó tomando en cuenta un tiempo de cierre de la válvula de admisión en la casa de máquina de $T_v = 5\ s$.

Se asume que el cierre es constante y que el caudal va disminuyendo gradualmente en la tubería conforme se va realizando la maniobra. Para nuestro estudio, el efecto más importante es el que se produce en el primer instante; es así, que si el tiempo de cierre es "$T_v$" segundos, en la primera unidad de tiempo el caudal dentro de la tubería disminuirá en:

$$Q/T_v$$

Es así que se dedujeron los valores de la Tabla 3.78. para simular la disminución del caudal en función del tiempo:

*Tabla 3.78. Simulación de la disminución del caudal en función del tiempo*

| CIERRE | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **T ( analisis)** | **Q** | **Δ Área** | **V Tubería** | **Qturb** | **ΔQ turb** |
| **0** | 8.00000 | 3.14159 | 2.54648 | 8.00000 | |
| **0.5** | 7.20000 | 2.82743 | 2.29183 | 7.20000 | **1.60000** |
| **1** | 6.40000 | 2.51327 | 2.03718 | 6.40000 | |
| **1.5** | 5.60000 | 2.19911 | 1.78254 | | |
| **2** | 4.80000 | 1.88496 | 1.52789 | | |
| **2.5** | 4.00000 | 1.57080 | 1.27324 | | |
| **3** | 3.20000 | 1.25664 | 1.01859 | | |
| **3.5** | 2.40000 | 0.94248 | 0.76394 | | |
| **4** | 1.60000 | 0.62832 | 0.50930 | | |
| **4.5** | 0.80000 | 0.31416 | 0.25465 | | |
| **5** | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | | |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*3.5.6.11.2 Apertura*

Para simular una maniobra de apertura instantánea, se adoptan los valores opuestos a los utilizados en la maniobra de cierre 0 $m^3/s$ y 8 $m^3/s$ en $Q_t$ y $Q_{turb}$ respectivamente. Esto se da porque se considera la restitución del flujo hacia las turbinas después de estar paralizado, y asumiendo que su movimiento empieza en la tubería de alta presión dirigiéndose a las turbinas. Existirá un descenso del nivel de agua en la chimenea por el efecto de succión producido dentro de la tubería de alta presión.

Este procedimiento también se lo puede realizar considerando un tiempo de maniobra de apertura, siendo $Q_{turb} = 8$ $m^3/s$ constante, pero el $Q_t$ variable desde 0 $m^3/s$ hasta 8 $m^3/s$. Si se considera un valor $Q_t \neq 0$ $m^3/s$, se provocará un descenso menor en el nivel de agua dentro de la chimenea por una disminución en el efecto de succión. El caudal que se dirige hacia las turbinas va aumentando gradualmente, por

ende el nivel de agua en la chimenea no se reducirá de manera abrupta, sino en función de cómo vaya ingresando el caudal en las turbinas en cada unidad de tiempo.

*a) Condiciones considerando un tiempo de apertura de* $T_v = 5$ s.

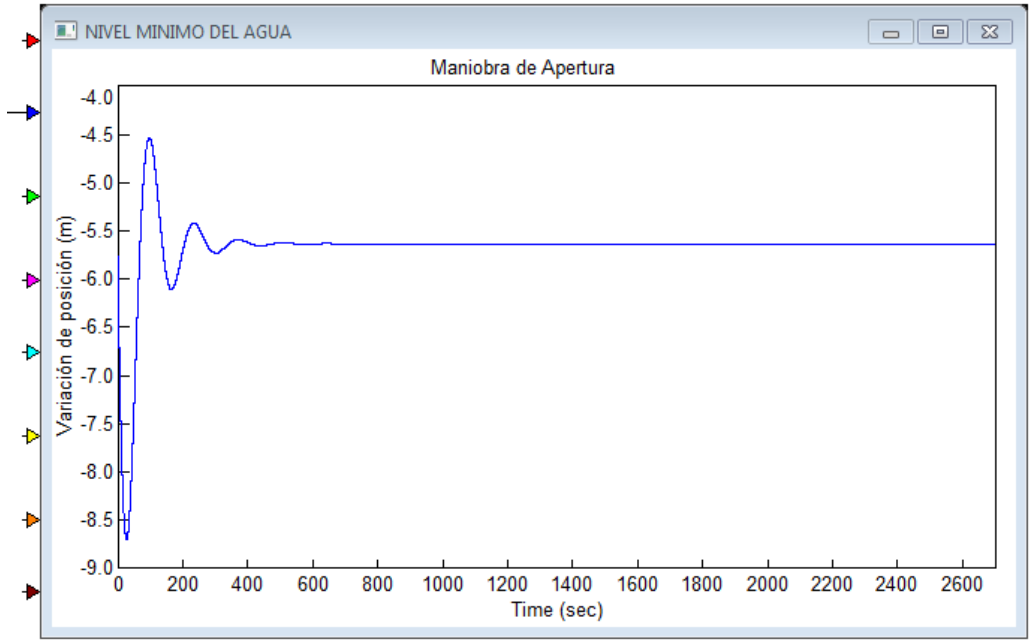
*Tabla 3.79. Datos iniciales para el programa VisSim*

| **Datos VisSim** | | |
|---|---|---|
| **Qt** | 6.400 | $m^3/s$ |
| **Q**tur | 8.000 | $m^3/s$ |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

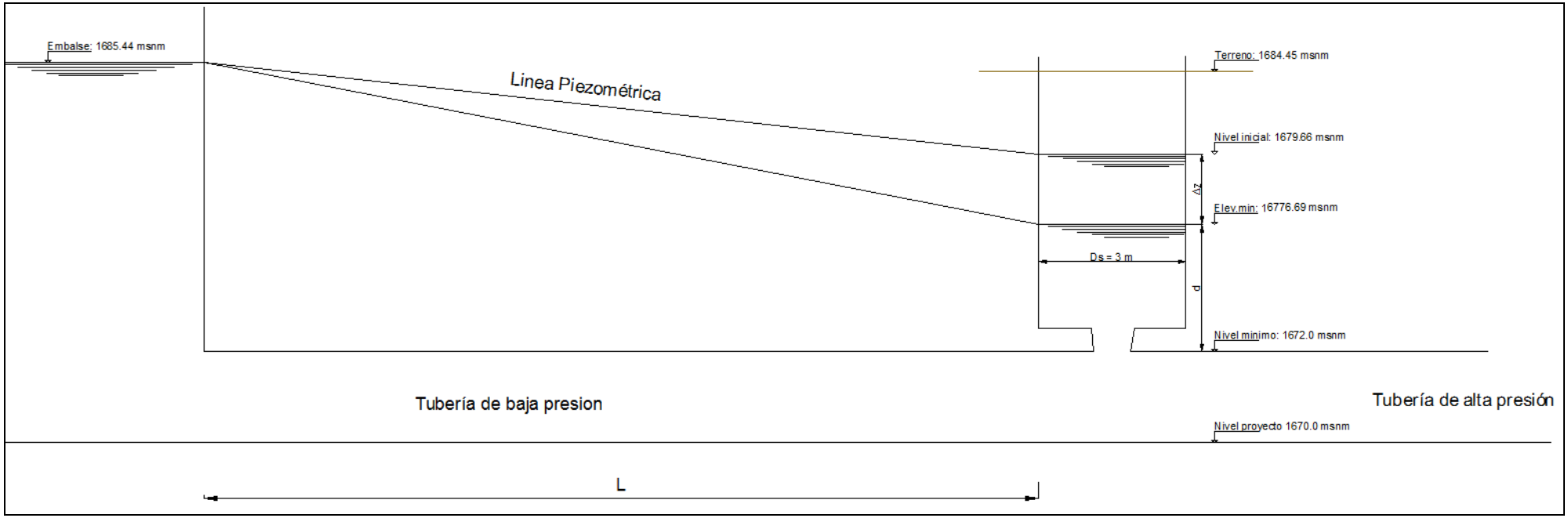
*b) Gráficas de las funciones:*

*Figura 3.63. Esquema chimenea de equilibrio- apertura*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Figura 3.64. Esquema chimenea de equilibrio- apertura*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Como se nota en la Figura 3.62. la función nos indica un punto mínimo $Zmin = -8.73\ m$ , lo que quiere decir que desde $Zo = -5.76\ m$, presente en condiciones normales de operación de la central, se presenta una variación de altura de agua en la chimenea de $\Delta Z = 2.97\ m$.

*Tabla 3.80. Elevaciones en la chimenea de equilibrio*

| Niveles | Descripción | Valor ( msnm) |
|---|---|---|
| Nivel inicial | $Z_{inicial}$ | 1679.66 msnm |
| Elevación mínima | $Z_{mínimo}$ | 1676.69 msnm |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Esta consideración se la realizó tomando en cuenta un tiempo de apertura de la válvula de admisión en la casa de máquina de $T_v = 5\ s$.

Se asume que la apertura es constante y que el caudal a turbinarse será de 8 $m^3$; el efecto de succión se producirá cuando en la tubería de alta presión se mueva un caudal $Q_{turb}$ , para completarlo se necesita apoyo de la masa de agua existente en la chimenea.

Para nuestro estudio, el efecto más importante es el que se produce en el primer instante; es así, que si el tiempo de apertura es "$T_v$" segundos, en la primera unidad de tiempo el caudal dentro de la tubería aumentará en:

$$Q/T_v$$

Es así como se dedujo la Tabla 3.81. para simular la disminución del caudal en función del tiempo:

*Tabla 3.81. Simulación de la disminución del caudal en función del tiempo*

| APERTURA | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **T ( analisis)** | **Q** | **Δ Área** | **V Tubería** | **Qturb** | **ΔQ turb** |
| 0 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | |
| 0.5 | 0.80000 | 0.31416 | 0.25465 | 0.80000 | **1.60000** |
| 1 | 1.60000 | 0.62832 | 0.50930 | 1.60000 | |
| 1.5 | 2.40000 | 0.94248 | 0.76394 | | |
| 2 | 3.20000 | 1.25664 | 1.01859 | | |
| 2.5 | 4.00000 | 1.57080 | 1.27324 | | |
| 3 | 4.80000 | 1.88496 | 1.52789 | | |
| 3.5 | 5.60000 | 2.19911 | 1.78254 | | |
| 4 | 6.40000 | 2.51327 | 2.03718 | | |
| 4.5 | 7.20000 | 2.82743 | 2.29183 | | |
| 5 | 8.00000 | 3.14159 | 2.54648 | | |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El diseño de la chimenea se resume en la Tabla 3.82., con sus dimensiones, niveles y altura:

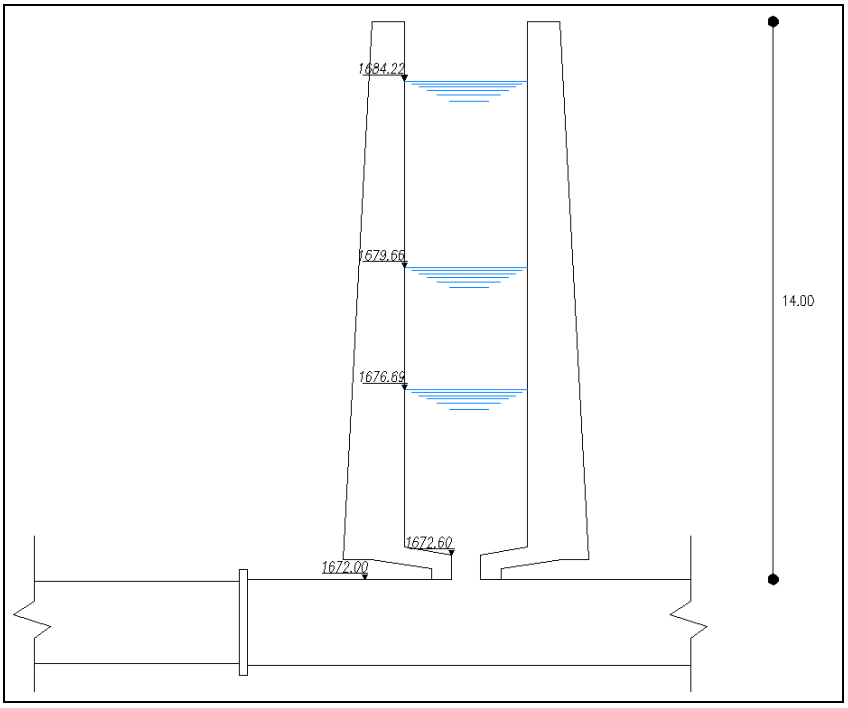
*Tabla 3.82. Resumen características de la chimenea de equilibrio*

| **Características de la chimenea** | **Descripción** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|---|
| Nivel inicial | $Z_{inicial}$ | 1679.66 | msnm |
| Diámetro chimenea adoptado | Ds | 3 | m |
| Diámetro orificio restringido | $D_{orif}$ | 0.7 | m |
| Elevación máxima en cierre | $Z_{máximo}$ | 1684.22 | msnm |
| Elevación mínima en apertura | $Z_{mínimo}$ | 1677.69 | msnm |
| Altura por encima de la clave de la tubería hasta el nivel mínimo de agua | d | 4.57 | m |
| Altura de chimenea | $H_{chim}$ | 14 | m |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Un esquema final de la estructura se puede observar a continuación:

*Figura 3.65. Esquema general chimenea de equilibrio*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *3.5.7 Casa de maquinas*

#### *3.5.7.1 Introducción*

La casa de máquinas es una estructura que forma parte de una central hidroeléctrica en donde se encuentran la mayor parte de los equipamientos electromecánicos con los cuales se transforma la energía cinética del agua en energía mecánica y posteriormente con ayuda de generadores a energía eléctrica. Los aspectos que usualmente se toman en cuenta para la ubicación de la casa de máquinas son los siguientes:

- La estructura debe estar cerca del afluente en donde se realizará la labor de descarga del agua turbinada. Esta tiene que estar situada donde no alcance los niveles de inundación del río.

- La casa de máquinas tiene que estar ubicada en un terreno estable, capaz de soportar el peso de toda la estructura y su equipamiento electromecánico a más de las vibraciones que se generan por la acción de producción energética. El terreno debe aportar con un espacio físico suficiente para ayudar a las labores de ingreso y ampliación si se es requerido.
- La arquitectura de la estructura debe armonizar con el entorno donde está ubicado.

La casa de máquinas cuenta con varios componentes pero el más importante es el grupo turbina-generador en donde se realiza la transformación de energías. La casa se puede normalizar en función de la posición del eje de este grupo el cual puede ser horizontal o vertical.

En proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas usualmente se utiliza el grupo de eje horizontal que ofrece mejores facilidades de montaje y mantenimiento. Los grupos de eje vertical se ajustan a mayores potencias y generalmente necesitan sostenimiento extra por medio de cojinetes.

#### *3.5.7.2 Elección de la turbina*

El parámetro que generalmente determina el tipo de turbina a utilizarse en una central es la altura neta. Las turbinas de acción se relacionan con las caídas altas y las de reacción para bajas y medias caídas. En la siguiente tabla, algunas turbinas son válidas para un variado rango de caídas donde se superponen, por lo cual la selección definitiva estará dada por otros parámetros como el caudal a turbinar.

*Tabla 3.83. Parámetros generales para elección de la turbina*

| Parámetros iniciales | Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|---|
| Caudal a turbinar | $Q_{turb}$ | 8.00 | $m^3/s$ |
| Altura neta | $H_{neta}$ | 98.765 | m |
| Longitud de la tubería | $L_{tub-ap}$ | 528.011 | m |

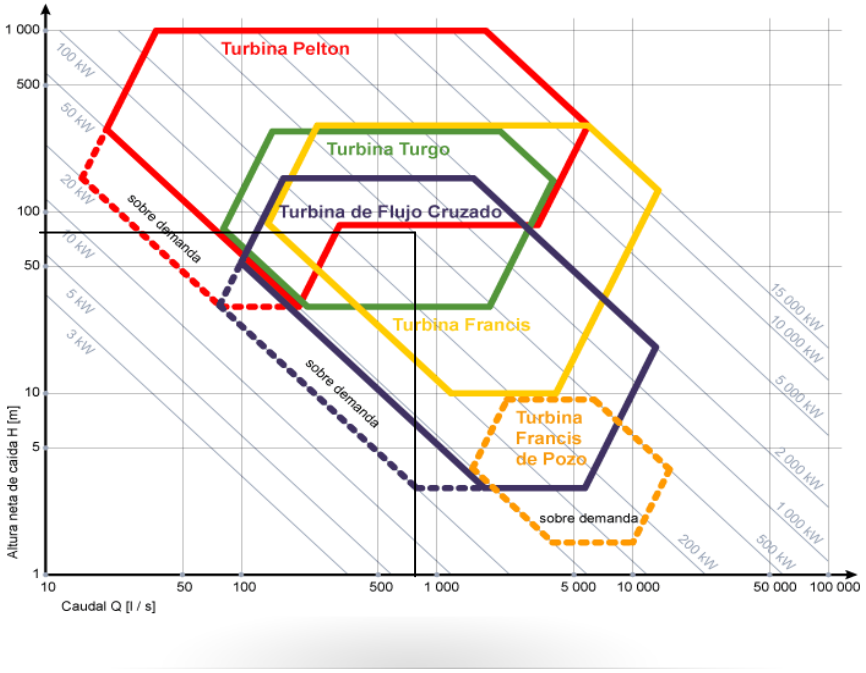
*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Tabla 3.84. Rango de caída para diferentes tipos de turbina.*

| Tipo de turbina | | Caída neta ( m) |
|---|---|---|
| **Acción** | Pelton | $50 < H_{neta} < 1300$ |
| | Turgo | $50 < H_{neta} < 250$ |
| | Michell-Banki | $3 < H_{neta} < 250$ |
| **Reacción** | Francis | $10 < H_{neta} < 350$ |
| | Kaplan y Hélice | $2 < H_{neta} < 40$ |

*Fuente: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas-Ramiro Ortiz*

*Figura 3.66. Gráfico mecánico para elección de turbina Q - $H_{neta}$*




*Fuente: Elección de turbinas hidráulicas- http://www.wkv.cl/ficha_tecnica.html*

Conociendo que la central turbinará un caudal máximo de 8 $m^3/s$ y una caída neta de 98.76 m se puede observar en el grafico característico de turbinas (Grafico Mecánico), que para los requerimientos de la Central Hidroeléctrica Sardinas se requiere utilizar Turbinas Francis.

# CAPITULO IV

# VOLÚMENES DE OBRA Y PRESUPUESTO PARA LA ALTERNATIVA PROPUESTA DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA SARDINAS

## 4.1 Presupuesto del proyecto Hidroeléctrico Sardinas

### *4.1.1 Introducción*

Para la determinación del presupuesto del proyecto Sardinas fue necesaria una previa conformación de volúmenes de obra para toda la infraestructura presente en el proyecto, dentro las cuales se cuentan las obras de captación, conducción y generación hidroeléctrica, así como las vías de acceso necesarias para llegar a las obras y las expropiaciones necesarias para la construcción del mismo, entre otros elementos que se detallarán más adelante.

El criterio adoptado para la conformación de los volúmenes de obra, y el posterior presupuesto final del proyecto, fue el Análisis por Precios Unitarios. Con este criterio, se determinó el volumen total de cada estructura y el costo correspondiente a su unidad de medida respectiva. Así, obtenemos el precio total de todas las obras del proyecto, basándonos en precios unitarios utilizados previamente en el presupuesto de la alternativa tradicional, los cuales utiliza la empresa Astec para todos sus proyectos de ingeniería. Cabe resaltar que para poder realizar la comparación entre ambas alternativas es necesario tener parámetros comunes, siendo los precios unitarios de cada obra uno de estos.

### *4.1.2 Volúmenes de obra*

Los volúmenes de obra comprenden todos los costos correspondientes a excavación y relleno, así como volúmenes de hormigón, acero y demás materiales utilizados en la construcción. A su vez, comprende la obtención de las tuberías en acero y GRP para la conducción y la compra de las turbinas Francis necesarias para la generación hidroeléctrica.

Con los elementos mencionados anteriormente se determina un volumen base de obra civil, siendo éste el objetivo de la determinación de volúmenes de obra, ya que aspectos tales como equipamiento electromecánico, costos de estudios y remediación ambiental, y gastos por ingeniería y administración, son considerados complementarios dentro del presupuesto final del proyecto.

Una herramienta muy versátil para la determinación de estos parámetros son los paquetes computacionales de Autodesk, Inc., tales como AutoCAD Civil 3D, Y AutoCAD

A continuación se va a detallar los volúmenes de obra obtenidos para distintas obras hidráulicas:

#### *4.1.2.1 Obras de captación*

A pesar de que la ubicación de las obras de captación son las mismas para las dos alternativas del proyecto Sardinas, los diseños hidráulicos consideran criterios diferentes por lo que el dimensionamiento en cada alternativa varía levemente.

En la Tabla 4.1. se presentan los valores respectivos del volumen requerido para cada rubro dentro de las obras de captación de la alternativa propuesta para el proyecto Sardinas.

*Tabla 4.1. Volúmenes de obra para las obras de captación*

| **OBRAS DE CAPTACIÓN DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SARDINAS** | | |
|---|---|---|
| **RUBRO** | **UNIDAD** | **VOLÚMEN** |
| Desbroce, desbosque y limpieza | ha | 0.33 |
| Proyecto construcción, mantenimiento y remoción de ataguías | u | 1.00 |
| Excavación sin clasificar | $m^3$ | 15948.81 |
| Excavación en roca | $m^3$ | 839.41 |
| Sobreacarreo | $m^3$-km | 18467.05 |
| Capa de rodadura | $m^2$ | 228.34 |
| Enrocado de protección | $m^3$ | 2359.25 |
| Hormigón para replantillo, f´c=180 kg/$cm^2$ | $m^3$ | 319.59 |
| Hormigón estructural, masivo, f´c=280 kg/$cm^2$ (incluye encofrado) azud de derivación | $m^3$ | 1053.60 |
| Hormigón ciclópeo (40% piedra) | $m^3$ | 849.16 |
| Hormigón para paredes, cabezales, muros y pilas, f´c=280 kg/$cm^2$ (incluye encofrado) | $m^3$ | 712.55 |
| Cunetas laterales de hormigón f´c= 280 kg/$cm^2$ | m | 170.00 |
| Acero de refuerzo fy=4200 kg/$cm^2$, superficie (cortado y colocado) | ton | 115.83 |
| Bandas de PVC para impermeabilización | m | 168.90 |
| Grava bien graduada para delantal | $m^3$ | 350.69 |
| Geodren | m | 269.00 |
| Geotextil para subdren 1400 (no tejido) | $m^2$ | 699.40 |
| Material de filtro clase 1 - tipo b (para drenes y filtros) | $m^3$ | 96.84 |
| Drenes (tubería de PVC 110 mm) | m | 350.55 |
| Transporte de material a distancias mayores de 500 m | $m^3$- km | 34074.70 |
| Misceláneos de metal clase i | kg | 967.30 |
| Caseta equipo de emergencia, tipo 1 | u | 1.00 |
| Área plantada | $m^2$ | 3315.10 |
| Área sembrada | $m^2$ | 1522.30 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

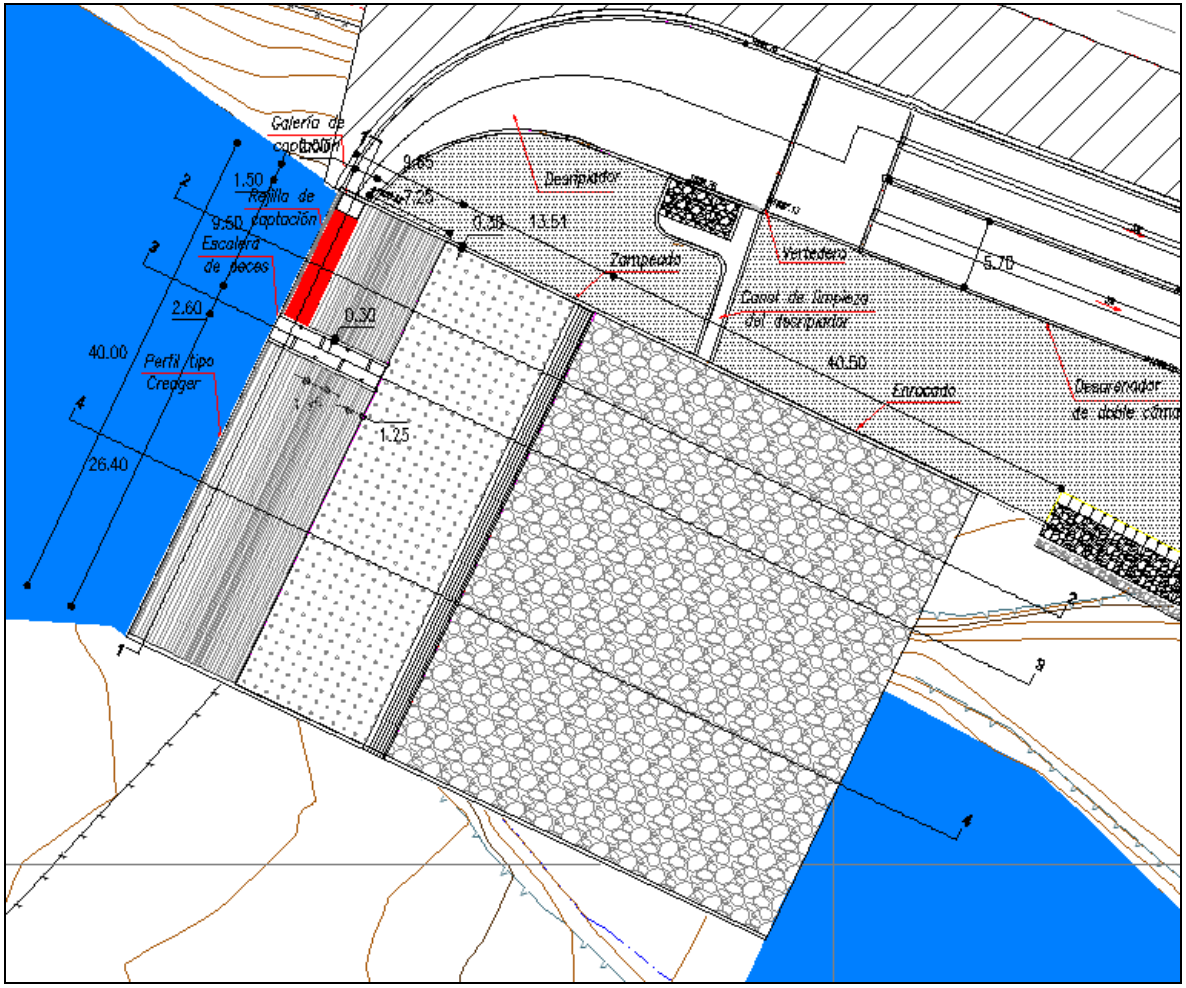
Como se mencionó en la introducción, se utilizó AutoCAD y AutoCAD Civil 3D para el cálculo de dichos volúmenes, siendo éstas poderosas herramientas que permiten la obtención de dichos parámetros en base de esquemas previamente realizados en dichos programas.

Cuando nos referimos a obras de captación, estamos hablando específicamente de las siguientes estructuras:

- Perfil Creager
- Escalera de peces
- Galería de captación
- Zampeado
- Enrocado de protección
- Desripiador

En La Figura 4.1, se representa el esquema realizado en el paquete computacional AutoCAD, con las estructuras numeradas anteriormente.

*Figura 4.1. Esquema de las obras de captación para el cálculo de volúmenes de obra*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *4.1.2.2 Desarenador*

Así como se mencionó en el literal anterior, el desarenador de la alternativa propuesta tiene ligeras diferencias con el desarenador de la alternativa original del proyecto Sardinas, eso se da principalmente por los criterios de diseño utilizados para cada alternativa. A su vez, cabe notar que el desarenador de la alternativa propuesta sigue contando con dos cámaras desarenadoras, pero es ligeramente más corto, debido a optimizaciones del diseño hidráulico.

En la Tabla 4.2. se presentan los volúmenes de obra para el desarenador de la alternativa propuesta:

*Tabla 4.2. Volúmenes de obra para el desarenador*

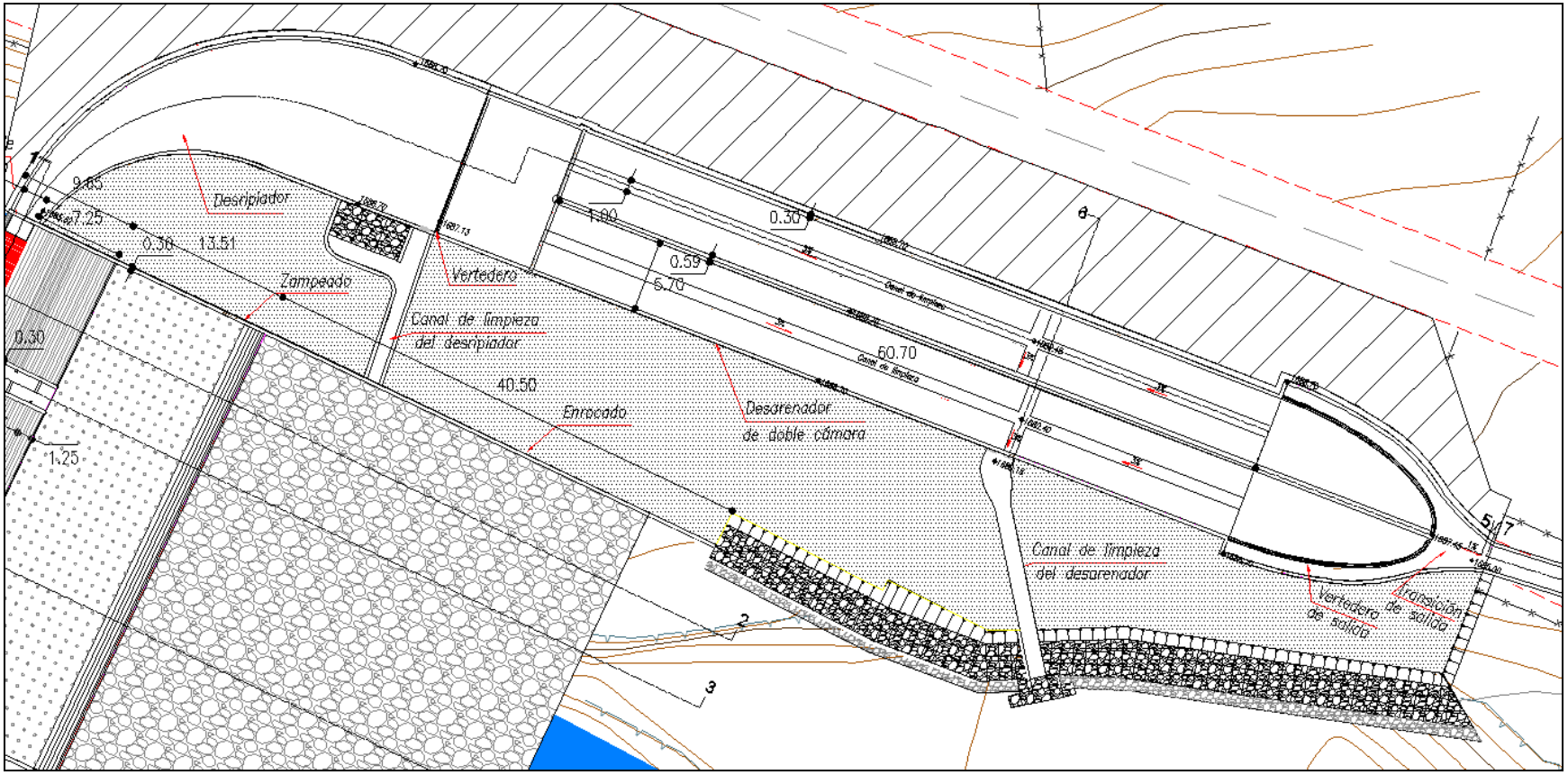
| **DESARENADOR DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SARDINAS** | | |
|---|---|---|
| **RUBRO** | **UNIDAD** | **VOLÚMEN** |
| Desbroce, desbosque y limpieza | ha | 0.15 |
| Excavación sin clasificar | $m^3$ | 15336.73 |
| Excavación en roca | $m^3$ | 807.20 |
| Excavación para cunetas y encauzamientos | $m^3$ | 30.31 |
| Relleno compactado con material excedente de excavaciones | $m^3$ | 693.24 |
| Sobreacarreo | $m^3$- km | 17791.66 |
| Hormigón para replantillo, f´c=180 kg/cm2 | $m^3$ | 135.22 |
| Hormigón para paredes, cabezales, muros y pilas, f´c=280 kg/cm2 (incluye encofrado) | $m^3$ | 1334.07 |
| Cunetas laterales de hormigón f'c= 280 kg/cm2 | m | 145.00 |
| Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2, superficie (cortado y colocado) | ton | 63.65 |
| Gaviones | $m^3$ | 1003.13 |
| Drenes (tubería de PVC 110 mm) | m | 480.00 |
| Geodren | m | 480.00 |
| Geotextil para subdren 1400 (no tejido) | $m^2$ | 1248.00 |
| Material de filtro clase 1 - tipo b (para drenes y filtros) | $m^3$ | 172.80 |
| Transporte de material a distancias mayores de 500 m | $m^3$- km | 16538.30 |

| | | |
|---|---|---|
| Pasamanos y barandas | m | 136.50 |
| Bandas de PVC para impermeabilización | m | 31.20 |
| Cerramiento en malla galvanizada | m | 170.00 |
| Puerta de malla de 6 x 2.50 m | U | 1.00 |
| Área plantada | $m^2$ | 1531.16 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El esquema utilizado para el cálculo de volúmenes de esta estructura en el programa AutoCAD y AutoCAD Civil 3D se presenta en la Figura 4.2.

*Figura 4.2. Esquema del desarenador para el cálculo de volúmenes de obra*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

#### *4.1.2.3 Conducción*

##### *4.1.2.3.1 Canal abierto*

El canal rectangular de hormigón es el primer tramo de conducción del proyecto Sardinas, y está presente en ambas alternativas. Para el caso de la alternativa propuesta, el canal abierto termina en el tanque de carga, donde posteriormente iniciará la tubería de baja presión.

El punto de llegada del canal es el mismo que en la alternativa propuesta, pero la longitud de dicha estructura es diferente, en este caso mayor, ya que el desarenador posee una longitud menor. Se buscó mantener la posición final del canal intacta, es decir la posición del tanque de carga, para intentar mantener una ubicación del proyecto lo más similar posible a la alternativa propuesta, con el fin de poder realizar comparaciones respectivas entre dos proyectos donde netamente se varía en el tipo de estructura utilizada para la conducción, aunque lógicamente el tanque de carga de la alternativa propuesta resultó ser más largo por la existencia de una transición inicial necesaria.

En la Tabla 4.3. se presentan las cantidades en volumen para cada rubro dentro de la construcción del canal de conducción.

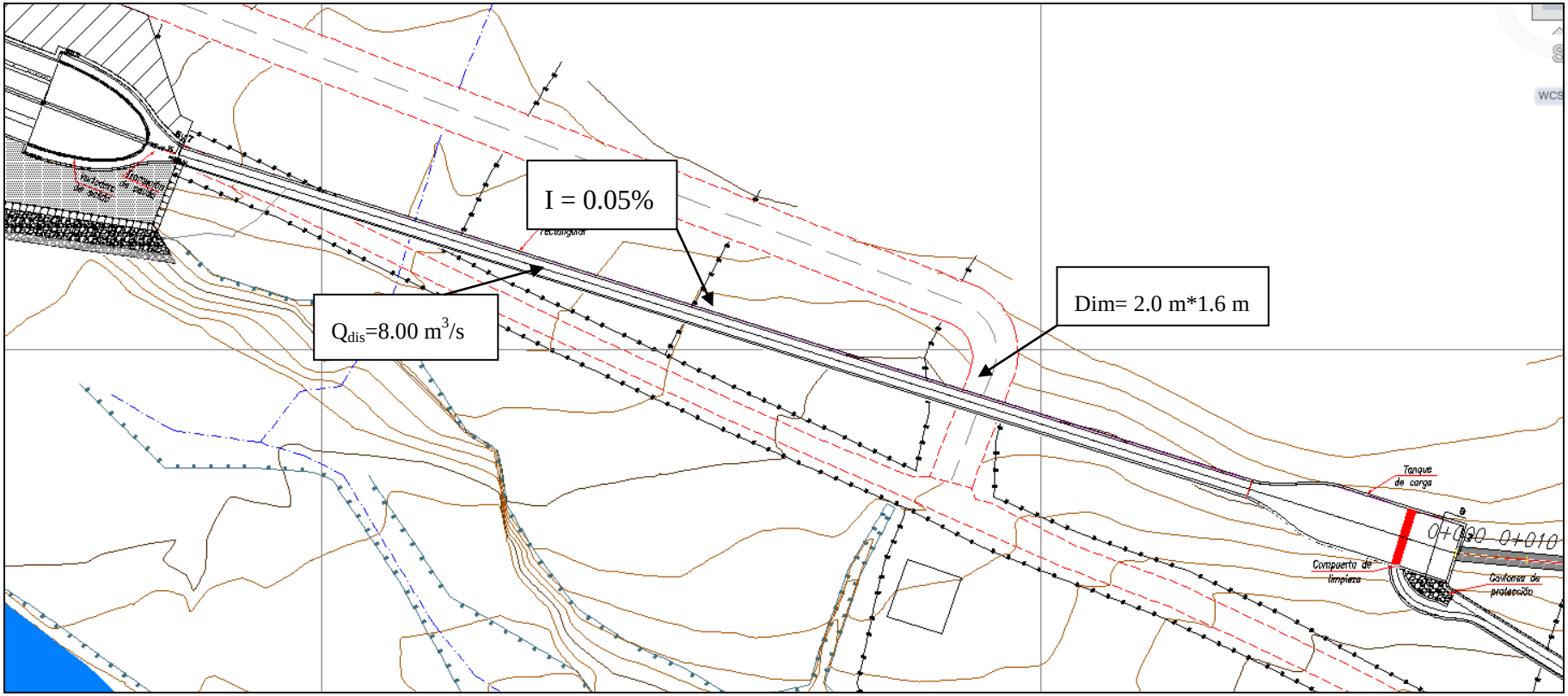
*Tabla 4.3. Volúmenes de obra para el canal abierto de hormigón*

| CANAL ABIERTO DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SARDINAS | | |
|---|---|---|
| **RUBRO** | **UNIDAD** | **VOLÚMEN** |
| Desbroce, desbosque y limpieza | ha | 0.10 |
| Excavación sin clasificar | $m^3$ | 2986.74 |
| Excavación en roca | $m^3$ | 157.20 |
| Relleno compactado con material excedente de excavaciones | $m^3$ | 134.50 |
| Sobreacarreo | $m^3$- km | 3323.83 |
| Hormigón para replantillo, f'c=180 kg/$cm^2$ | $m^3$ | 41.76 |
| Hormigón para paredes, cabezales, muros y pilas, f'c=280 kg/$cm^2$ (incluye encofrado) | $m^3$ | 293.90 |
| Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2, superficie (cortado y colocado) | Ton | 15.49 |
| Bandas de PVC para impermeabilización | m | 31.20 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Un detalle del canal rectangular abierto se presenta en la Figura 4.3., así como en las estructuras anteriores, el cálculo de los volúmenes de obra se realizó con la ayuda de los programas computacionales AutoCAD y AutoCAD Civil 3D.

*Figura 4.3. Esquema del canal rectangular para el cálculo de volúmenes de obra*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*4.1.2.3.2 Tubería de baja presión en GRP*

El trazado de la tubería de baja presión es diferente al trazado de la conducción en la alternativa tradicional, esto ocurre porque se debe aprovechar las propiedades de una conducción a presión optimizando su trazado para evitar pérdidas mayores. Los criterios a tomarse en cuenta para el trazado de la tubería a baja presión se explicaron en el capítulo III de la presente disertación, pero cabe mencionar que estos se rigen principalmente por el costo de la conducción y las pérdidas que se puedan generar en la misma por cambios bruscos de dirección o accesorios.

A pesar de tener trazados distintos, en ambas alternativas el final de la conducción es el mismo, esto se da por el hecho de ser el sitio que nos otorga una alta carga bruta sobre la casa de máquinas y nos permite generar casi la misma potencia. Para fines de comparación, el factor de generación debía mantenerse lo más cercano posible, de esta manera éste elemento no sería un tema de discusión en el capítulo final de esta disertación, y se tomará más en cuenta las diferencias generadas por la colocación de infraestructura diferente en ambas alternativas y la inversión que esta requiera.

A continuación se presenta en la Tabla 4.4. los volúmenes de obra de los rubros requeridos para la construcción de la tubería de presión y su colocación en obra.

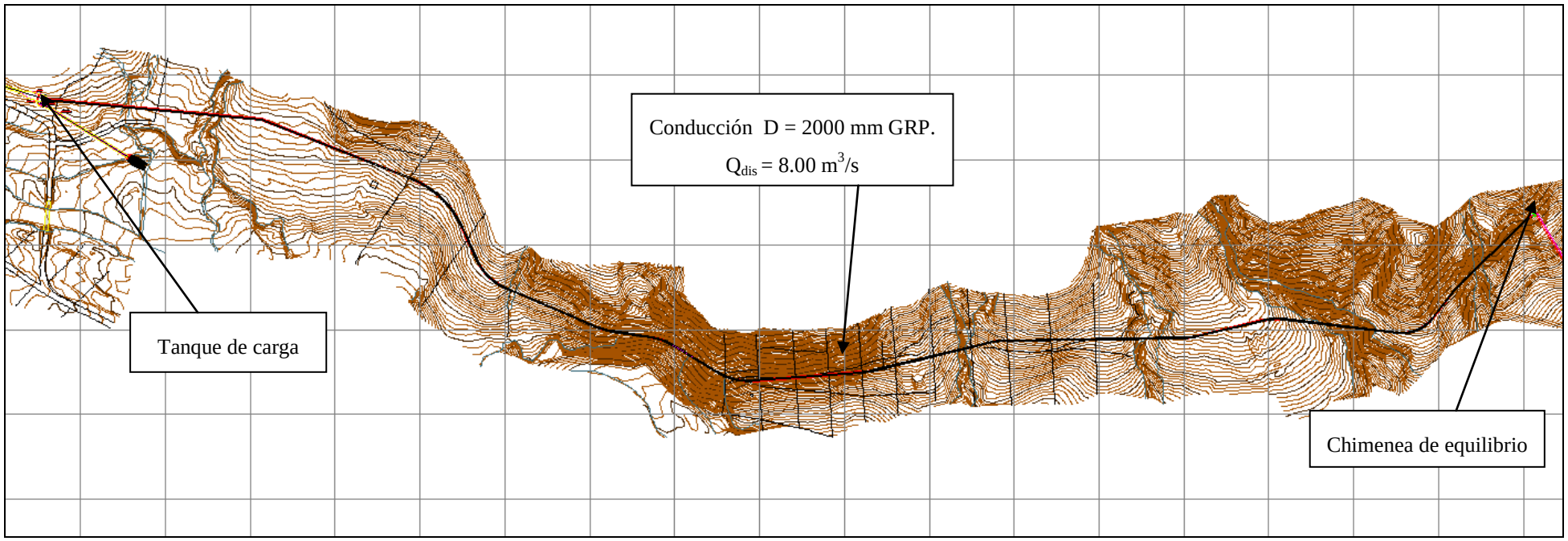
*Tabla 4.4. Volúmenes de obra para la tubería de baja presión en GRP*

| **TUBERÍA DE BAJA PRESIÓN EN GRP DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SARDINAS** | | |
|---|---|---|
| **RUBRO** | **UNIDAD** | **VOLÚMEN** |
| Desbroce, desbosque y limpieza | ha | 1.04 |
| Excavación sin clasificar, plataforma | $m^3$ | 5696.19 |
| Excavación en roca | $m^3$ | 2998.01 |
| Relleno compactado con material excedente de excavaciones | $m^3$ | 3440.74 |
| Sobreacarreo | $m^3$- km | 65357.68 |
| Cama de arena | $m^3$ | 910.05 |
| Tubería de GRP DN= 2000 mm | m | 1895.94 |
| Bridas de GRP | U | 1.00 |
| Codos de 30° | U | 15.00 |
| Codos de 60° | U | 7.00 |
| Codos de 90° | U | 0.00 |
| Drenes (tubería de PVC 110 mm) | m | 717.00 |
| Geodren | m | 717.00 |
| Geotextil para subdren 1400 (no tejido) | $m^2$ | 1864.20 |
| Material de filtro clase 1 - tipo b (para drenes y filtros) | $m^3$ | 258.12 |
| Transporte de material a distancias mayores de 500 m | $m^3$- km | 18824.40 |
| Cunetas laterales de hormigón f'c= 280 kg/$cm^2$ | m | 1690.43 |
| Válvula aire combinada triple función 8" clase 125 (mat/trans) | U | 6.00 |
| Válvula compuerta 16" (mat/trans/inst) | U | 2.00 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

En la Figura 4.4. se presenta el trazado de la conducción de la alternativa propuesta para el proyecto Sardinas, realizado en los programas computacionales AutoCAD y AutoCAD Civil 3D con el fin de obtener los valores presentados en la Tabla 4.4 anterior.

*Figura 4.4. Esquema de la conducción de baja presión para el cálculo de volúmenes de obra*



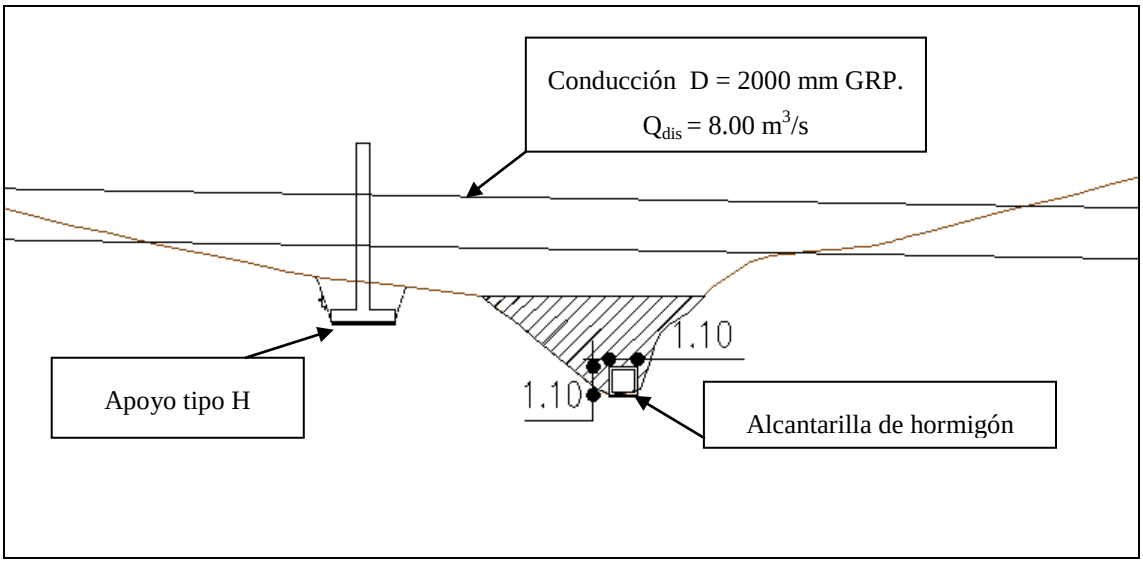

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*4.1.2.3.3 Alcantarillas*

Es necesario colocar alcantarillas a lo largo de la conducción de baja presión, por el hecho de tener un trazado de gran longitud y porque dicha conducción pasa por ciertas quebradas, que en épocas lluviosas, podrían generar escorrentía superficial. Si este es el caso, no se puede colocar un relleno en dichas quebradas, ya que estaríamos impidiendo el paso del agua y a su vez dañaríamos la cimentación de la tubería en ese punto. El agua podría llegar a la tubería y corroerla, generando brechas que provocarán cambios y reparaciones continuas en la misma.

Para la alternativa propuesta se cuenta con una alcantarilla en la abscisa 1+186.82, cuyo esquema se presenta en la Figura 4.5.

*Figura 4.5. Esquema de la alcantarilla en la abscisa 1+186.82, para el cálculo de volúmenes de obra*

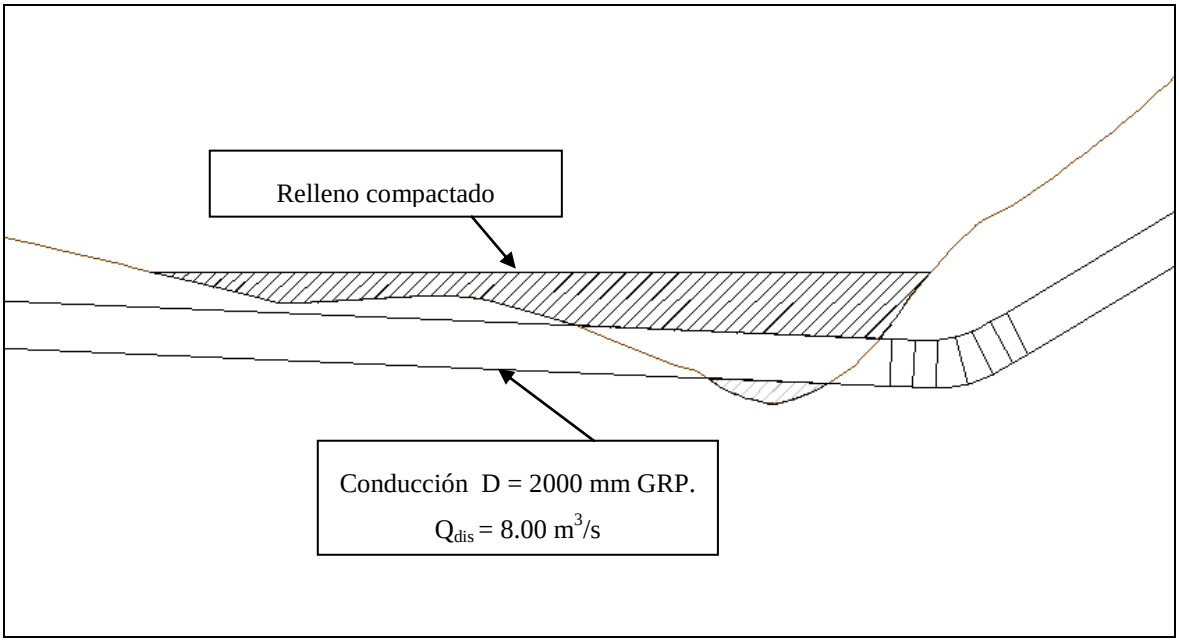



*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Cabe destacar que la conducción atraviesa numerosas quebradas hasta llegar a la chimenea de equilibrio, donde en el caso de tener la tubería saliente a la superficie, se

generaron rellenos con una altura mínima de 2 metros por sobre la clave de la tubería de baja presión, como se indica en la Figura 4.6.

*Figura 4.6. Esquema de un relleno en la abscisa 1+820.00, para el cálculo de volúmenes de obra*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El caso anterior solo se presenta cunado la tubería se encuentra sobre el perfil del terreno; si la conducción pasa por debajo de la quebrada, haciendo uso de accesorios tales como codos de 30° y 60°, no se requiere de relleno alguno, siempre y cuando cumpla con el requisito de estar enterrada una profundidad mínima de 2 metros por debajo del terreno hasta la clave de la tubería.

Se presenta en la Tabla 4.5. los valores de volúmenes de obra para alcantarillas ya que el volumen de material correspondiente a rellenos ya se tomó en cuenta en el literal 1.2.3.2. correspondiente a la conducción de baja presión en GRP.

*Tabla 4.5. Volúmenes de obra para las alcantarillas de la conducción de baja presión*

| **ALCANTARILLAS EN LA CONDUCCIÓN DE BAJA PRESIÓN DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SARDINAS** | | |
|---|---|---|
| Desbroce, desbosque y limpieza | ha | 0.01 |
| Excavación sin clasificar | $m^3$ | 36.98 |
| Excavación en roca | $m^3$ | 2.05 |
| Excavación en conglomerados sueltos | $m^4$ | 2.05 |
| Relleno compactado con material excedente de excavaciones | $m^3$ | 22.66 |
| Hormigón para replantillo, f'c=180 kg/$cm^2$ | $m^3$ | 2.50 |
| Hormigón para paredes, cabezales, muros y pilas, f'c=280 kg/$cm^2$ (incluye encofrado) | $m^3$ | 1.80 |
| Acero de refuerzo fy=4200 kg/$cm^2$, superficie (cortado y colocado) | Ton | 0.19 |
| Geotextil para subdren 1400 (no tejido) | $m^2$ | 86.50 |
| Material de filtro clase 1 - tipo b (para drenes y filtros) | $m^3$ | 12.97 |
| Drenes (tubería de PVC 110 mm) | m | 36.04 |
| Transporte de material a distancias mayores de 500 m | $m^3$-km | 129.70 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*4.1.2.3.4 Tanque de carga*

El tanque de carga de la alternativa propuesta se encuentra ubicado inmediatamente después del canal rectangular, y abarca el inicio de la conducción a baja presión. Las características de esta estructura fueron detalladas en el Capítulo III de la presente disertación, y se presenta en la Tabla 4.6. los valores respectivos de volúmenes de obra.

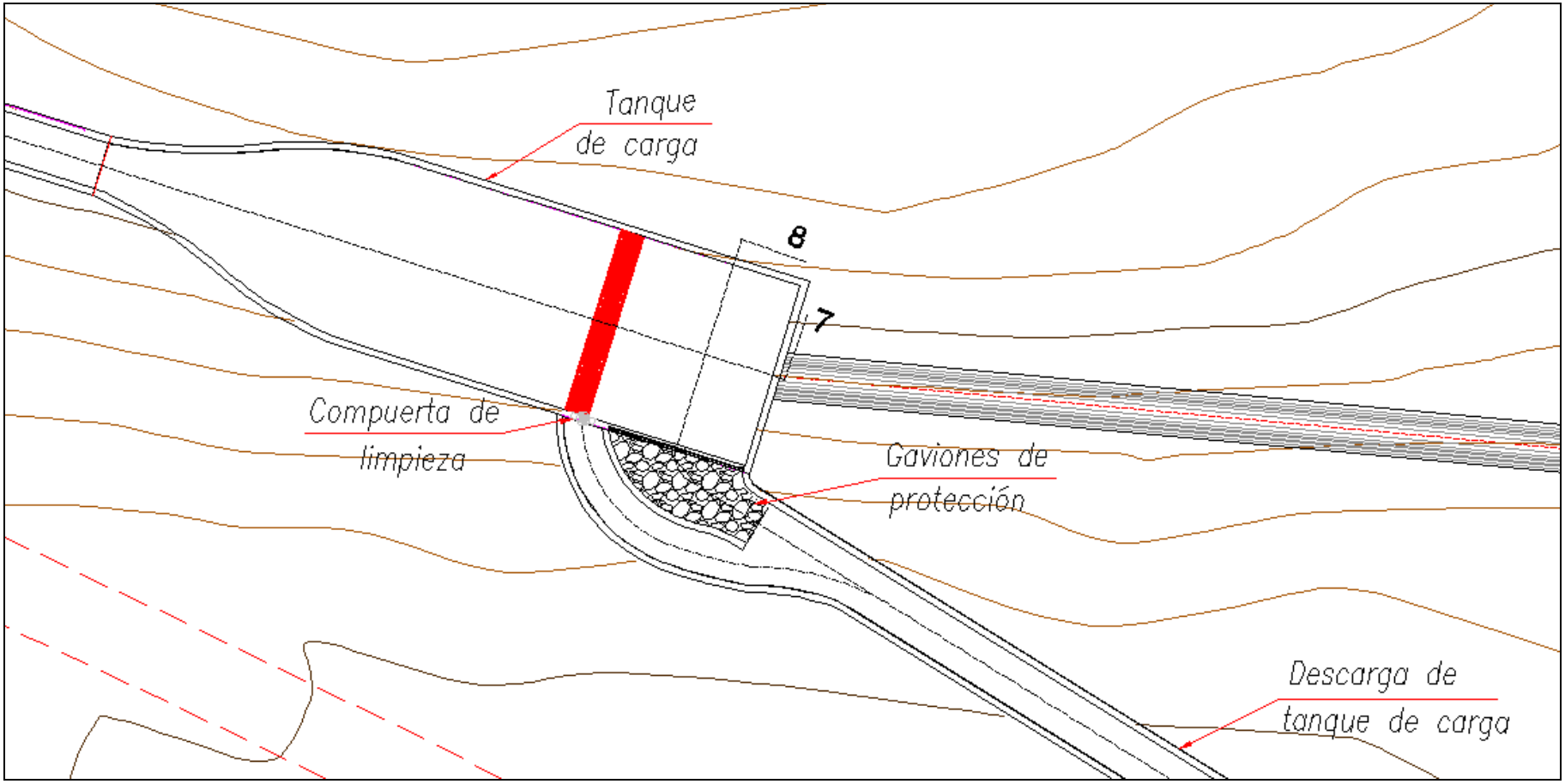
*Tabla 4.6. Volúmenes de obra para la estructura base del tanque de carga*

| **ESTRUCTURA BASE DEL TANQUE DE CARGA DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SARDINAS** | | |
|---|---|---|
| Desbroce, desbosque y limpieza | ha | 0.06 |
| Excavación sin clasificar | $m^3$ | 4407.64 |
| Excavación en roca | $m^3$ | 231.98 |
| Excavación para cunetas y encauzamientos | $m^3$ | 6.39 |
| Relleno compactado con material excedente de excavaciones | $m^3$ | 0.00 |
| Sobreacarreo | $m^3$- km | 5510.61 |
| Hormigón para replantillo, f'c=180 kg/$cm^2$ | $m^3$ | 22.64 |
| Hormigón para paredes, cabezales, muros y pilas, f'c=280 kg/$cm^2$ (incluye encofrado) | $m^3$ | 227.36 |
| Cunetas laterales de hormigón f'c= 280 kg/$cm^2$ | m | 37.14 |
| Acero de refuerzo fy=4200 kg/$cm^2$, superficie (cortado y colocado) | ton | 12.65 |
| Misceláneos de metal clase i | kg | 12.87 |
| Drenes (tubería de PVC 110 mm) | m | 35.00 |
| Geodren | m | 15.00 |
| Geotextil para subdren 1400 (no tejido) | $m^2$ | 39.00 |
| Material de filtro clase 1 - tipo b (para drenes y filtros) | $m^3$ | 5.40 |
| Transporte de material a distancias mayores de 500 m | $m^3$- km | 390.00 |
| Área plantada | $m^2$ | 549.15 |
| Pasamanos y barandas | m | 128.80 |
| Cerramiento en malla galvanizada | m | 147.62 |
| Puerta de malla de 6 x 2.50 m | u | 1.00 |
| Caseta equipo de emergencia, tipo 2 | u | 1.00 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El esquema realizado del tanque de carga se presenta en la Figura 4.7. y fue realizado en los programas computacionales AutoCAD y AutoCAD Civil 3D.

*Figura 4.7. Esquema del tanque de carga para el cálculo de volúmenes de obra*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

El tanque de carga necesita una descarga para llevar las aguas excedentes hacia la quebrada más cercana, de esta manera se controla el volumen de agua que el tanque es capaz de almacenar.

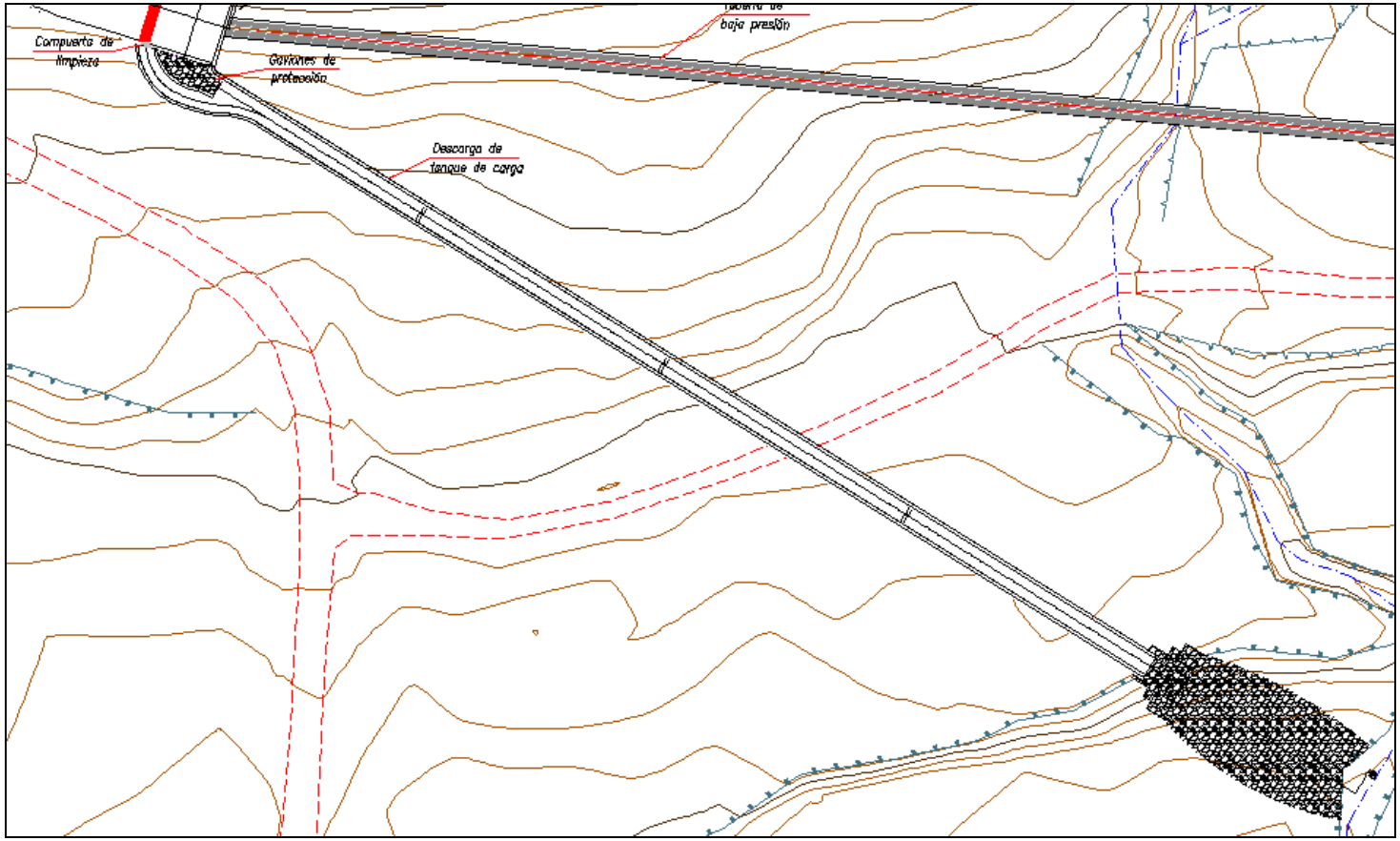
Los volúmenes de obra de los rubros relevantes en la descarga se presentan en la Tabla 4.7., y el esquema respectivo en la Figura 4.8.

*Tabla 4.7. Volúmenes de obra para la descarga del tanque*

| **DESCARGA DEL TANQUE DE CARGA DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SARDINAS** | | |
|---|---|---|
| Desbroce, desbosque y limpieza | Ha | 0.04 |
| Excavación sin clasificar | $m^3$ | 3,450.17 |
| Excavación en roca | $m^3$ | 181.59 |
| Sobreacarreo | $m^3$- km | 3,994.94 |
| Hormigón para paredes, cabezales, muros y pilas, f'c=280 kg/cm2 (incluye encofrado) | $m^3$ | 91.20 |
| Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2, superficie (cortado y colocado) | Ton | 29.97 |
| Bandas de PVC para impermeabilización | m | 2.50 |
| Enrocado de protección | $m^3$ | 70.00 |
| Drenes (tubería de PVC 110 mm) | m | 100.00 |
| Geodren h = 3.00 m | m | 100.00 |
| Geotextil para subdren 1400 (no tejido) | $m^2$ | 260.00 |
| Material de filtro clase 1 - tipo b (para drenes y filtros) | $m^3$ | 36.00 |
| Transporte de material a distancias mayores de 500 m | $m^3$- km | 668.00 |
| Área plantada | $m^2$ | 404.09 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Figura 4.8. Esquema de la descarga del tanque de carga para el cálculo de volúmenes de obra*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*4.1.2.3.5 Chimenea de equilibrio*

La chimenea de equilibrio está ubicada al final de la conducción de baja presión, y previa a la conducción de alta presión, para evitar el efecto de golpe de ariete provocado por la apertura y cierre de las válvulas de la casa de máquinas. Las características de la chimenea de equilibrio se detallan en el Capítulo III de la presente disertación.

En la Tabla 4.8. se presentan los volúmenes de obra de los rubros que se toman en cuenta para la construcción de esta obra.

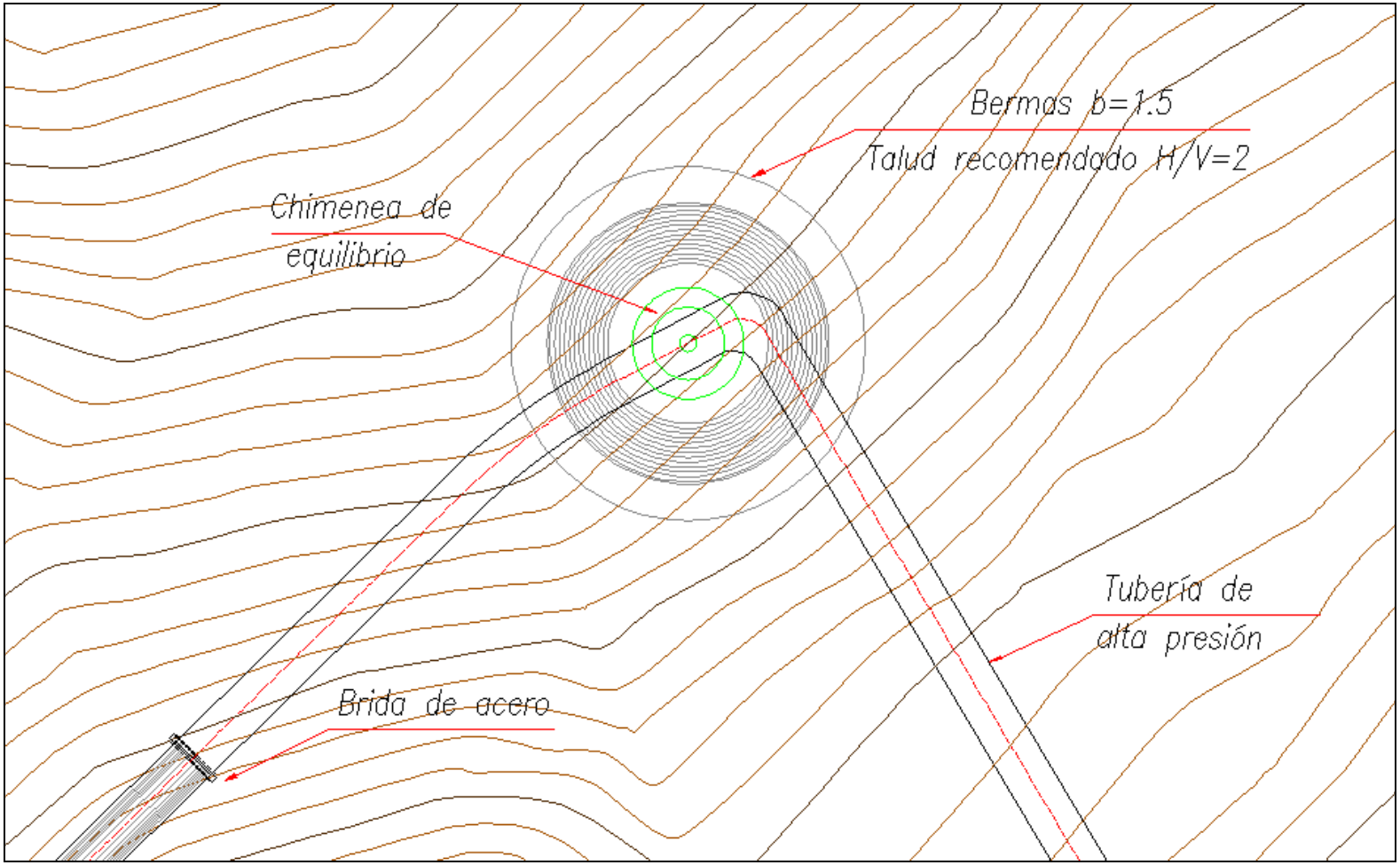
*Tabla 4.8. Volúmenes de obra para la chimenea de equilibrio*

| **CHIMENEA DE EQUILIBRIO DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SARDINAS** | | |
|---|---|---|
| Desbroce, desbosque y limpieza | ha | 0.03 |
| Excavación sin clasificar, plataforma | $m^3$ | 1,173.03 |
| Excavación en roca | $m^3$ | 61.74 |
| Excavación para cunetas y encauzamientos | $m^3$ | 52.62 |
| Relleno compactado con material excedente de excavaciones | $m^3$ | 875.59 |
| Sobreacarreo | $m^3$- km | 540.53 |
| Hormigón para paredes, cabezales, muros y pilas, f'c=280 $kg/cm^2$ (incluye encofrado) | $m^3$ | 41.50 |
| Acero de refuerzo fy=4200 $kg/cm^2$, superficie (cortado y colocado) | ton | 2.31 |
| Cunetas laterales de hormigón f'c= 280 $kg/cm^2$ | m | 7.63 |
| Cerramiento malla galvanizada | m | 60 |
| Cubierta y malla de protección | U | 2000 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

En la Figura 4.9. se presenta un esquema básico en planta de la chimenea de equilibrio, realizado en los programas computacionales AutoCAD y AutoCAD Civil 3D.

*Figura 4.9. Esquema de la chimenea de equilibrio para el cálculo de volúmenes de obra*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*4.1.2.3.6 Tubería de alta presión*

La tubería de alta presión es de acero con un diámetro interno de 2.0 m e inicia en la chimenea de equilibrio. La chimenea debe ir enterrada, por ende la conducción de baja y alta presión debe empatar en este punto y para que soporten las altas cargas de suelo requeridas se inició la tubería de acero a una longitud aproximada de 25 m previo a la chimenea de equilibrio, ya que las características del acero son mucho mejores que las del GRP en cuestión de cargas externas de presión.

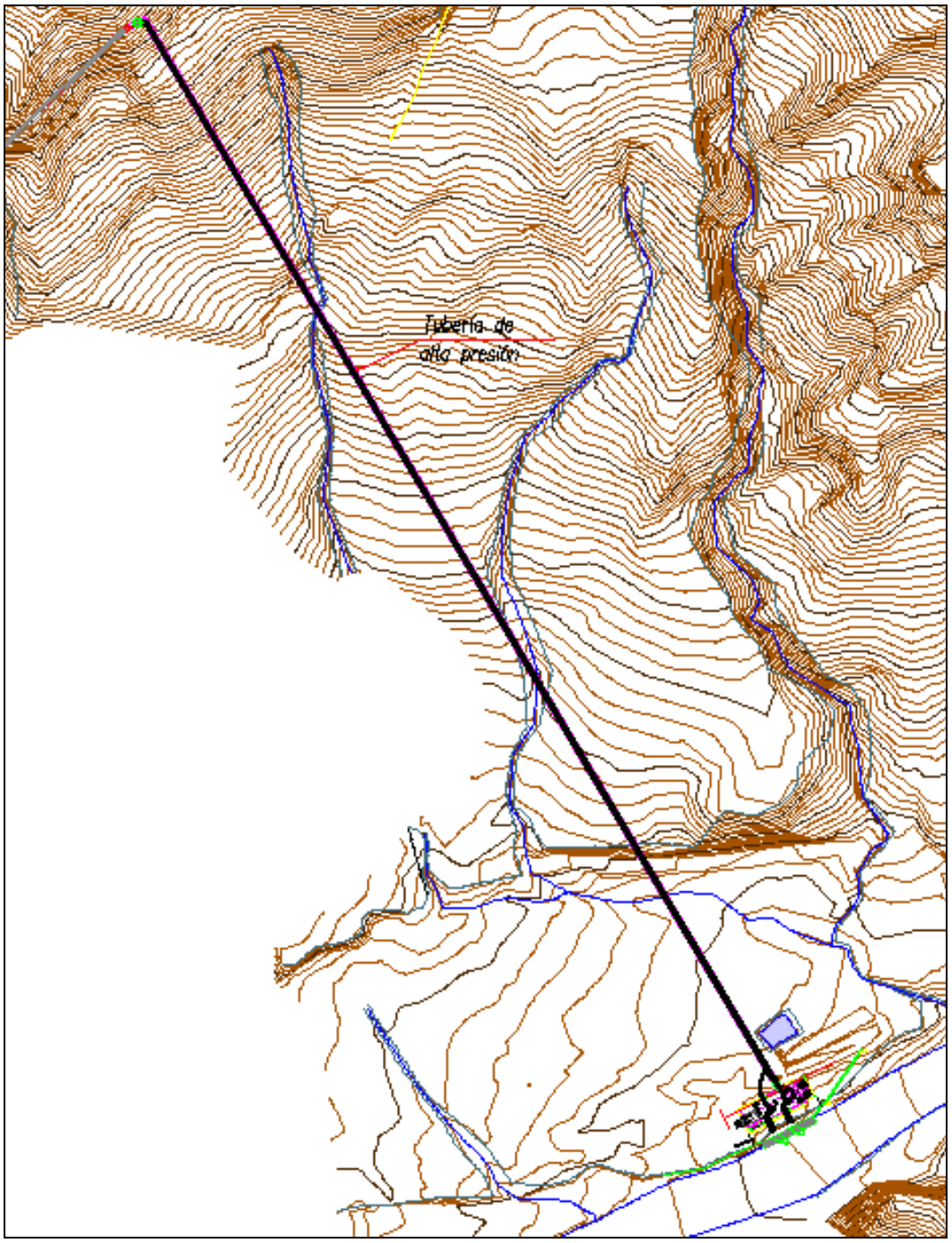
En la Tabla 4.9. se presentan los volúmenes de obra correspondientes a la tubería de alta presión; a continuación, en la Figura 4.10. se muestra un esquema del trazado de la conducción a alta presión. Siendo este trazado muy similar al que se presenta en la alternativa tradicional para obtener una generación lo más semejante posible en ambas alternativas.

*Tabla 4.9. Volúmenes de obra para la tubería de alta presión*

| **TUBERÍA DE ALTA PRESIÓN DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SARDINAS** | | |
|---|---|---|
| Desbroce, desbosque y limpieza | ha | 0.70 |
| Excavación sin clasificar, plataforma | $m^3$ | 16,980.23 |
| Excavación y relleno sin clasificar (90%), conglomerado suelto (5%) | $m^3$ | 893.70 |
| Relleno compactado con material excedente de excavaciones | $m^3$ | 574.56 |
| Sobreacarreo | $m^3$- km | 19,086.76 |
| Cama de arena | $m^3$ | 255.84 |
| Tubería de acero astm-516 g70; (incluye material, transporte e instalación) | ton | 220.04 |
| Drenes (tubería de PVC 110 mm) | m | 220.00 |
| Geodren | m | 220.00 |
| Geotextil para subdren 1400 (no tejido) | $m^2$ | 572.00 |
| Material de filtro clase 1 - tipo b (para drenes y filtros) | $m^3$ | 79.20 |
| Transporte de material a distancias mayores de 500 m | $m^3$- km | 792.00 |
| Hormigón estructural simple, f'c=280 kg/cm2 para bloques de apoyo y anclaje | $m^3$ | 564.63 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Figura 4.10. Esquema de la conducción de alta presión para el cálculo de volúmenes de obra*




*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *4.1.2 Presupuesto resumen del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas*

Basándonos en los volúmenes de obra presentados en el literal 1.2 del presente capítulo, podemos calcular el presupuesto del proyecto, utilizando el criterio de precios unitarios y siendo éstos obtenidos mediante la empresa Astec, para su implementación en esta disertación. Cabe resaltar que los precios unitarios de todos los rubros presentes en el presupuesto, son los mismos que se utilizaron para el cálculo del presupuesto de la alternativa tradicional del proyecto Sardinas, ya que en ambas propuestas debemos utilizar parámetros similares para su posterior comparación, siendo la única variación el volumen de obra presente en cada alternativa.

El presupuesto final del proyecto puede ser encontrado en el Anexo correspondiente a este capítulo; en la Tabla 4.10. se va a presentar un resumen con los elementos principales del presupuesto.

*Tabla 4.10. Resumen del presupuesto de la alternativa propuesta del Proyecto Sardinas*

| | | |
|---|---|---|
| 1 | Obras civiles | $ 7,738,692.13 |
| 1.1 | Terrenos y servidumbres | $ 140,678.60 |
| 1.2 | Obras hidráulicas | $ 6,231,678.55 |
| 1.3 | Obras arquitectónicas | $ 538,121.72 |
| 1.4 | Vías de acceso | $ 828,213.25 |
| 2 | Equipamiento mecánico | $ 2,332,050.00 |
| 2.2 | Equipos mecánicos de compuertas y rejillas | $ 635,200.00 |
| 2.3 | Equipos mecánicos principales | $ 1,485,200.00 |
| 2.4 | Equipos mecánicos de sistemas auxiliares | $ 211,650.00 |
| 3 | Equipamiento eléctrico | $ 2,266,490.00 |
| 4 | Línea de transmisión | $ 48,441.40 |
| 5 | Instrumentación y comunicaciones | $ 65,850.00 |
| 6 | Programa de manejo ambiental | $ 186,950.00 |

| | |
|---|---|
| **1. COSTO BASE DEL PROYECTO SARDINAS:** | $ 12,497,794.93 |

| | |
|---|---|
| Terrenos y servidumbres de paso | 140,678.60 |
| Gerenciamiento y administración (5% de obra civil + equipamiento) | 622,576.18 |
| Costo de los estudios | 205,485.00 |

| | |
|---|---|
| **2. COSTOS DE ESTUDIOS, GERENCIA, FISCALIZACIÓN, TERRENOS Y SERVIDUMBRE DEL PROYECTO:** | $ 968,739.78 |

| | |
|---|---|
| COSTO TOTAL DEL PROYECTO SIN I.V.A. | **$ 13,466,534.71** |

| | |
|---|---|
| I.V.A. | **$ 1,615,984.16** |

| | |
|---|---|
| **COSTO TOTAL DEL PROYECTO SARDINAS:** | **$ 15,082,518.87** |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Como se observó en la Tabla 4.10., el costo final del proyecto Sardinas es de $ 15,082,518,87 dólares americanos. Previamente conocíamos el costo total de la alternativa tradicional, siendo éste de $ 17,976,205.92 por lo tanto podemos concluir que la alternativa propuesta es menos costosa, esto se da porque en la alternativa propuesta contamos con un material más económico para la conducción, y las obras hidráulicas requeridas en la conducción a gravedad de la alternativa tradicional son más numerosas y de mayor costo, ya que se tiene un tramo de acero (sifón) con sus respectivos tanques de carga y descargas a quebradas adyacentes.

Se podría suponer que la alternativa propuesta incrementaría su costo de manera significativa por la existencia de la chimenea de equilibrio previa a la conducción de

alta presión; sin embargo los requerimientos del proyecto no exigen que esta estructura tenga grandes dimensiones, por lo tanto su costo resulta moderado.

Si bien la chimenea de equilibrio es una obra hidráulica esencial para la alternativa propuesta del proyecto Sardinas, el costo de la misma no es un valor representativo dentro del presupuesto total del proyecto, de esta manera se tiene que la diferencia más significativa entre ambas propuestas corresponde a la definición de las obras hidráulicas y el costo respectivo de cada una.

Dentro de las obras hidráulicas, las principales diferencias correspondientes a volúmenes de obra se dieron en volúmenes de excavación y de hormigón estructural. Particularmente, en el parámetro de volúmenes de excavación para la alternativa tradicional, el cual nos fue facilitado por la empresa Astec Cía. Ltda., se presenta valores excesivamente elevados en comparación con los obtenidos para la alternativa propuesta, lo que conlleva a tener un costo de obra civil más bajo para la alternativa presentada en esta disertación. Cabe resaltar que el diseño de las obras hidráulicas de la alternativa propuesta fue realizado (en la mayor parte de sus obras) con criterios de diseño distintos a los realizados por Astec para la alternativa tradicional, lo que nos llevó a tener un diseño más optimizado de las obras y en consecuencia un menor volumen de hormigón estructural y acero de refuerzo.

Como se pudo observar en los presupuestos de ambas alternativas, existen rubros comunes en ambos, estos corresponden a equipamiento electromecánico, casa de máquinas, transmisión eléctrica, costos de estudios requeridos para factibilidad, entre otros. Sus valores son los mismos en ambas alternativas ya que una definición más detallada de los mismos no representa una prioridad en esta disertación, la cual tenía su fin exclusivamente en el diseño hidráulico y los costos que éstos representan. De

esta manera, cuando se realice la comparación de ambas alternativas en el capítulo VI, los parámetros de comparación serán exclusivamente los correspondientes a obras civiles de carácter hidráulico, y sus volúmenes de obra correspondientes.

## 4.2 Evaluación económico-financiera del proyecto Hidroeléctrico Sardinas

### *4.2.1 Introducción*

Cuando a se quiere analizar un proyecto desde un punto de vista financiero, los ingresos egresos deben ser cuantificados en base a las sumatoria de dinero que el inversionista recibe, entrega o deja de percibir (flujo financiero). Es así que en un análisis financiero, el proyecto se estudia con una óptica microeconómica correspondiente a cada inversionista.

La evaluación financiera se diferencia de una evaluación de carácter económico, en la cual se desea medir la bondad del proyecto desde el punto de vista de una colectividad. La evaluación económica tiene un enfoque macroeconómico, que implica la necesidad de:

- Corregir distorsiones producidas por impuestos y subsidios, ya que estos constituyen transferencias internas entre sectores de la economía.
- Revisar elementos que no afecten al inversionista directamente pero que tengan impacto en la comunidad.

Es así que para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas, la evaluación a realizarse será de carácter macroeconómico, considerando la rentabilidad financiera para el inversionista así como los beneficios o perjuicios del proyecto para el país y las

comunidades aledañas, en lo que a generación hidroeléctrica se refiere. La viabilidad económica-financiera es un aspecto muy importante cuando se realiza una evaluación de un proyecto, en donde la utilización de un "flujo financiero" es un paso fundamental para establecer la vialidad o no del mismo.

### *4.2.2 Objetivo*

La evaluación económica-financiera del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas en su alternativa propuesta tiene como objetivo verificar la viabilidad o no de la inversión, basándonos en indicadores como son: La Tasa Interna de Retorno (TIR), El valor Actual Neto (VAN), la Relación Beneficio-Costo (B/C), Tiempo de Recuperación de la Inversión. La evaluación también comprenderá un análisis de sensibilidad para los costos de inversión inicial asi también como para las tasas de interés.

### *4.2.3 Parámetros iniciales*

Para proceder con el análisis se necesita en primera instancia de los parámetros de generación de la central hidroeléctrica al igual que los tiempos estimados de construcción, operación.

La tasa de descuento para el proyecto se estima del 12 % al igual que el tiempo de pago del préstamo será de 10 años a partir del primer de operación. Los valores de potencia y energía neta entregada salen del cálculo de optimización de la tubería

*Tabla 4.11. Parámetros iniciales de la evaluación económico – financiera*

| Característica | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Potencia | 6.71 | MW |
| Energía Neta Entregada | 44.06 | Gwh |
| Tasa de descuento adoptada | 12 | % |
| Período operativo | 40 | años |
| Período pago préstamo | 10 | años |
| Intervalo de análisis | Anual | |
| Construcción | 2.0 | años |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

**Tasa de descuento**: También llamada coste de oportunidad del capital, es aquella tasa de rentabilidad ofrecida por alternativas de inversión que descuenta los cobros futuros esperados. Se llama coste de oportunidad porque representa la rentabilidad a la que se renuncia al invertir en el proyecto en lugar de invertir en títulos ( acciones). Esta tasa es fundamental para el cálculo del valor actual, donde su principio fundamental nos dice que: "*Un dólar hoy vale más que un dólar mañana"* (Brealey R. -Principio de Financias Corporativas). Es así, que el valor actual (VA) de un cobro aplazado puede obtenerse con el producto del mismo por un factor de descuento que sea menor que 1% y en donde interviene el coste de oportunidad "$r$".

$$Factor\ de\ descuento = \frac{1}{1+r}$$

$$VA = \frac{C_i}{1+r}$$

Dónde:

$r$ = Coste de oportunidad

$C_i$ =Cobro esperado en el tiempo i a partir desde ahora

VA= Valor actual

En la vida real, es imposible saber el estado futuro de la economía con parámetros como: crisis, normal o alza. Con esta consideración, la imposición de un costo de oportunidad se basa en la tasa esperada de rentabilidad demandada por los inversores en acciones ordinarias u otros títulos sujetos a los mismos riesgos que el proyecto.

Cuando se descuenta el flujo de caja (Costos + Beneficios) en cada intervalo de tiempo del proyecto a su costo de oportunidad, el valor actual (VA) resultante es la cuantía que los inversores estarían dispuestos a pagar por el proyecto. Ahora bien, si en el intervalo 0 de tiempo se invirtió una cantidad de dinero $C_0$ por tanto una salida de capital de $-C_0$ de parte de los inversionistas y a esta se le añade la sumatoria de todos los valores actuales (VA) de todos los intervalos considerados proporciona un valor actual neto (VAN).

Es así como el **valor actual neto** se considera un procedimiento que calcula el valor presente de los flujos de caja futuros registrados a partir de una inversión.

$$VAN = -C_0 + \sum \frac{C_i}{(1+r)^i}$$

$C_i$ =Flujo de caja en el periodo "i".

$i$ =Número de período considerado.

$r$ =Tasa de descuento adoptada.

$C_0$ =Valor de desembolso inicial (Período cero)

El criterio del VAN determina que se deberían aceptar las inversiones que tiene un VAN >0 por presentar beneficios a los inversionistas.

### *4.2.4 Flujo de caja para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas*

En el flujo de caja de un proyecto intervienen los costos o inversiones efectuadas para su construcción y operación, y los beneficios percibidos durante su vida útil. Es así, que en este numeral detallaremos los costos y beneficios que se tomarán en cuenta para el estudio económico financiero del Proyecto.

#### *4.2.4.1 Inversiones y costos*

Las inversiones iniciales se las realizará por medio de un préstamo del 70 % del capital total a invertirse y un 30% de capital propio del inversionista. El plazo del pago del préstamo será de 10 años a partir de la fecha de inicio de operación de la central a una tasa de interés del 4,6 %.

##### *4.2.4.1.1 Inversión inicial*

La inversión inicial es aquella que se la realiza dentro de los dos años de construcción del proyecto. Entre ellos estarán considerados: las obras civiles a construirse, el equipamiento electromecánico y eléctrico, pagos por terrenos y servidumbres, estudio ambiental y pagos por ingeniería, gerenciamiento y fiscalización.

*Tabla 4.12. Presupuesto alternativa propuesta del proyecto Sardinas*

| Rubro | Valor (USD) |
|---|---|
| Obras Civiles | $ 7,598,014 |
| Equipamiento Mecánico y Eléctrico | $ 4,712,831 |
| Terrenos y Servidumbres | $ 140,679 |
| Estudios de Impacto Ambiental | $ 186,950 |
| Ingeniería, Gerenciamiento y Fiscalización | $ 828,061 |
| Subtotal | $ 13,466,535 |
| I.V.A. (12%) | $ 1,615,984.16 |
| Total | $ 15,082,519 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Para este caso se debe asumir un porcentaje de la inversión en el primer año de construcción y un porcentaje en el segundo año de construcción.

#### *4.2.4.1.2 Costos por Operación y mantenimiento*

Los costos de operación se los estimo de acuerdo a experiencia de la compañía ASTEC. Este valor forma parte de los egresos producidos anualmente para la conservación de la central.

*Tabla 4.13. Operación y mantenimiento en el proyecto Sardinas*

| Rubro | Valor (USD) |
|---|---|
| Operación y mantenimiento | 125,299.18 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *a) Depreciación del capital invertido*

La depreciación es la pérdida del valor de un bien o activo conforme este va envejeciendo. El valor que estos pierden durante un tiempo determinado es considerado como una depreciación del capital invertido generado por su uso a lo largo de la vida útil en este caso de la central hidroeléctrica, por lo tanto intervienen en el flujo anual como costos.

El activo al final de su vida útil puede llegar a tener un costo residual al que puede ser comercializado, es así que la depreciación para el caso de análisis se considera lineal, que quiere decir que este va perdiendo su valor comercial en forma constante hasta terminar su vida útil.

La depreciación por el método lineal se la calcula con la siguiente expresión:

$$DA = \frac{C - R}{n}$$

DA= Depreciación anual.

C= Costo de inversión inicial del activo.

R= Valor residual del activo.

n= Número de años de la vida útil del activo.

En el caso del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas no se considerará valor residual para las obras civiles y el equipamiento electromecánico ya que se considera que al final de su vida útil estos no podrán ser comercializados a valor alguno. Lo único que se podrá comercializar serán los terrenos luego de terminado el periodo de vida útil de la central. Estos se los comercializará al 70 % costo de adquisición inicial.

*Tabla 4.14. Depreciación anual del capital invertido en el proyecto Sardinas*

| **Obras civiles** | **Valor** | **Años depreciación** | **Valor residual** | **Depreciación anual** |
|---|---|---|---|---|
| Obras Civiles | $ 7,598,014 | 40 | $ 0 | $ 189,950 |
| Equipamiento Mecánico y Eléctrico | $ 4,712,831 | 40 | $ 0 | $ 117,821 |
| Terrenos y Servidumbres | $ 140,679 | 40 | $ 98,475 | $ 1,055 |
| Estudios de Impacto Ambiental | $ 0 | 0 | $ 0 | $ 0 |
| Ingeniería, Gerenciamiento y Fiscalización | $ 0 | 0 | $ 0 | $ 0 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *4.2.4.2 Beneficios*

#### *4.2.4.2.1 Beneficios por venta de energía*

Según las regulaciones del CONELEC se establece una tarifa preferencial de 0.0781 dol/Kwh por concepto de venta de energía durante los primeros 15 años de operación de la central. A partir del años 16, la energía se venderá en base a una tarifa de 0.04098 dol/Kwh no preferencial proveniente del promedio de los contratos

regulados vigentes hasta esa fecha, de acuerdo con el costo medio de generación aprobado por el CONELEC para el año 2013.

*Tabla 4.15. Valores preferenciales de KWh según CONELEC*

| **Centrales** | **Capacidad(MW)** | **Territorio Continental (¢/kw)** |
|---|---|---|
| Hidroeléctricas | C≤ 10 | 7.81 |
| | 10< C ≤ 30 | 6.86 |
| | 30 < C ≤ 50 | 6.51 |

*Fuente: CONELEC-Regulación No. CONELEC-001/13*

Los beneficios por venta de energía serán:

De años 1-15 años

$$E = P * 8760 \frac{h}{año} * FP * C_{Preferencial}$$

De años 16-40 años:

$$E = P * 8760 \frac{h}{año} * FP * C_{no\ Preferencial}$$

*Tabla 4.16. Beneficios por venta de energía*

| **Parámetro** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|
| Potencia generada | 6.702542288 | MW |
| Factor de planta | 0.75 | |
| Horas trabajadas | 8760 | h |
| Ingreso generado anual ( Preferencial) | $ 3,150,890 | $ |
| Ingreso generado anual (Ordinaria) | $ 1,653,309 | $ |
| Tarifa preferencial | 0.0781 | $/Kwh |
| Tarifa ordinaria | 0.04098 | $/Kwh |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*4.2.4.2.2 Ingreso generado anual por tarifa preferencial y ordinaria*

La producción de la central hidroeléctrica Sardinas no se considera constante durante el año por la presencia de épocas de estiaje. Por esta razón, para obtener un beneficio

más acorde a la realidad del proyecto se utilizó el cuadro de caudales medios mensuales desde el año 1981 al 2010 y con el medio de ellos obtener la potencia generada. De esta manera se calculan los beneficios reales considerando épocas de estiaje y épocas en donde la central funcionara a su máxima potencia (turbinando 8 $m^3/s$).

*Tabla 4.17. Caudales medios mensuales (1981-2010) para el proyecto Sardinas*

| CAUDALES MEDIOS MENSUALES 1981 - 2010 | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **AÑO** | **ENE** | **FEB** | **MAR** | **ABR** | **MAY** | **JUN** | **JUL** | **AGO** | **SEP** | **OCT** | **NOV** | **DIC** | **MEDIA** |
| **1981** | 4.5 | 6.4 | 6.1 | 6.5 | 6.9 | 9.1 | 14.6 | 8.2 | 8.3 | 6.1 | 6 | 6.7 | 7.4 |
| **1982** | 5.7 | 5.1 | 6 | 7.8 | 9.8 | 8.8 | 12.3 | 11.9 | 8.8 | 6.2 | 7.1 | 6.5 | 8 |
| **1983** | 7.2 | 6.9 | 7.5 | 8.6 | 11 | 7.2 | 9.3 | 11.2 | 10.2 | 9 | 6.8 | 6.7 | 8.5 |
| **1984** | 6.2 | 7.1 | 6.6 | 7.7 | 6.7 | 9.2 | 9.2 | 8 | 8.2 | 6.8 | 5.6 | 6.1 | 7.3 |
| **1985** | 4.8 | 7.2 | 11.6 | 6.7 | 9.1 | 13.2 | 13.8 | 12 | 8.1 | 6.9 | 5.6 | 4.7 | 8.6 |
| **1986** | 5 | 4.5 | 7.2 | 8.7 | 8 | 11.4 | 15.4 | 9.1 | 9 | 6.9 | 6.5 | 9.3 | 8.4 |
| **1987** | 6.8 | 10.3 | 8.7 | 11.6 | 8.7 | 9.9 | 10.4 | 9.2 | 7.8 | 7.1 | 5.9 | 6 | 8.5 |
| **1988** | 5.3 | 7.5 | 7.6 | 9.7 | 10.3 | 8 | 12.8 | 8.6 | 7.9 | 8 | 9.2 | 7.2 | 8.5 |
| **1989** | 9.3 | 7.6 | 8 | 7.7 | 12.3 | 17 | 11.5 | 8 | 8.5 | 7.8 | 6 | 4.7 | 9 |
| **1990** | 6.3 | 5.8 | 10.5 | 7.2 | 11 | 10.1 | 9.3 | 7.1 | 7.7 | 5.6 | 5.5 | 6.4 | 7.7 |
| **1991** | 8.1 | 7.8 | 11.3 | 11.9 | 14.9 | 10.4 | 13.7 | 9.3 | 6.1 | 6.4 | 6.4 | 4.6 | 9.2 |
| **1992** | 5.8 | 4.8 | 7.5 | 8.6 | 7.4 | 9.4 | 9.1 | 9.1 | 7.1 | 6 | 5.4 | 4.7 | 7.1 |
| **1993** | 5.4 | 5.2 | 8 | 7.8 | 7.6 | 11.1 | 10.2 | 8 | 8.5 | 6.9 | 6.1 | 6.1 | 7.6 |
| **1994** | 4.7 | 5.2 | 6.5 | 8.4 | 8.5 | 11.6 | 11 | 10.4 | 9.5 | 7.8 | 6.9 | 8.9 | 8.3 |
| **1995** | 9.2 | 6 | 7 | 6.8 | 8.6 | 9.8 | 9.5 | 6.4 | 6.2 | 6.1 | 8.1 | 6.6 | 7.5 |
| **1996** | 5.1 | 8.2 | 6.6 | 6.9 | 8.2 | 8.9 | 10.1 | 9.2 | 7.7 | 5.9 | 5.4 | 5.5 | 7.3 |
| **1997** | 5.1 | 5.5 | 5.4 | 4.8 | 6.6 | 9.6 | 11.6 | 9.7 | 6.5 | 5.1 | 5.3 | 5.4 | 6.7 |
| **1998** | 5.3 | 5.4 | 7.1 | 7.6 | 7.2 | 9.4 | 9.5 | 8.5 | 7.7 | 8.1 | 7.8 | 7.3 | 7.6 |
| **1999** | 7.7 | 8.8 | 8.7 | 8.6 | 9.4 | 10.3 | 9 | 9.1 | 7.2 | 6.8 | 6.8 | 7 | 8.3 |
| **2000** | 6.5 | 6.7 | 7.2 | 6.9 | 9 | 12.3 | 8.9 | 9.3 | 8.2 | 7.8 | 6.8 | 7.3 | 8.1 |
| **2001** | 7 | 6.5 | 7.4 | 8.4 | 9.3 | 10.6 | 8.7 | 8.6 | 7.3 | 4.9 | 4.5 | 6 | 7.4 |
| **2002** | 5.4 | 6.9 | 6.8 | 8.4 | 9 | 7.8 | 9.6 | 8.3 | 7.3 | 7.3 | 5.4 | 6 | 7.4 |
| **2003** | 6.9 | 6.8 | 9.6 | 6.5 | 10.1 | 8.4 | 9.6 | 7.1 | 6 | 5.8 | 5.7 | 6.8 | 7.5 |
| **2004** | 6 | 5.4 | 6.4 | 5.9 | 8.7 | 12.4 | 10.2 | 8.9 | 6.6 | 5.4 | 4.5 | 4.9 | 7.1 |
| **2005** | 4.3 | 13.5 | 15.9 | 8.8 | 8.7 | 13.6 | 8.8 | 7.6 | 4.7 | 4.7 | 4.4 | 5 | 8.3 |
| **2006** | 6.8 | 7.5 | 5.9 | 7.4 | 7.2 | 8.6 | 5.8 | 4.9 | 4.8 | 4.1 | 3.8 | 4 | 5.9 |
| **2007** | 3.6 | 3.6 | 6.3 | 5.4 | 5.7 | 12.9 | 6.9 | 8.6 | 8.8 | 7.3 | 7.3 | 6.5 | 6.9 |
| **2008** | 7.7 | 8.6 | 6.4 | 7.9 | 9.7 | 9.6 | 9.9 | 7.4 | 8.8 | 8.3 | 7.3 | 7 | 8.2 |
| **2009** | 9.2 | 8.2 | 6.8 | 9.1 | 8.5 | 12 | 10.5 | 8.7 | 6.6 | 6.8 | 6.9 | 6.3 | 8.3 |
| **2010** | 6.1 | 7.6 | 7.9 | 9.1 | 8.5 | 10.7 | 8.5 | 8.5 | 7.9 | 6.4 | 7 | 6.4 | 7.9 |
| **Media** | 6.2 | 6.9 | 7.8 | 7.9 | 8.9 | 10.4 | 10.3 | 8.7 | 7.6 | 6.6 | 6.2 | 6.2 | 7.8 |
| **Máx.** | 9.3 | 13.5 | 15.9 | 11.9 | 14.9 | 17 | 15.4 | 12 | 10.2 | 9 | 9.2 | 9.3 | 9.2 |
| **Mín.** | 3.6 | 3.6 | 5.4 | 4.8 | 5.7 | 7.2 | 5.8 | 4.9 | 4.7 | 4.1 | 3.8 | 4 | 5.9 |

*Fuente: Estudio de Pequeñas y Medianas Centrales Hidroeléctricas-Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ASTEC 2013*

Los beneficios producidos en un año preferencial se obtendrán con la siguiente expresión:

$$E = P * \#horas \frac{h}{mes} * FP * C_{Preferencial}$$

Dónde:

$E =$ Beneficios mensuales por venta de energía.

$\#horas =$Número de horas al mes (se considera si el mes tiene 30 o 31 días)

$P =$ Potencia generada con caudal medio.

$C_{Preferencial} =$ Tarifa preferencial.

$FP =$ Factor de planta considerado para la central.

Los beneficios producidos en un año ordinario se obtendrán con la siguiente expresión:

$$E = P * \#horas \frac{h}{mes} * FP * C_{ordinario}$$

Realizando la sumatoria de los beneficios mensuales en un año tenemos:

*Tabla 4.18. Beneficios anuales del proyecto Sardinas*

| | | |
|---|---|---|
| **Beneficios preferenciales** | $ 3,150,889.73 | $/kwh.año |
| **Beneficios ordinarios** | $ 1,653,309.36 | $/kwh.año |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *4.2.5 Flujo de caja económico del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas*

El flujo de caja simplemente se lo conoce como la representación en cifras de la entrada y salida de dinero para cada periodo durante un tiempo determinado. La principal característica del flujo de caja es que de un total de ingresos que recibe la empresa se sustrae un total de egresos dando como resultado un valor neto para ese periodo (mes, año, dia, etc) que indica cuanto sobra o falta de dinero. El flujo de caja puede tener tantas columnas como periodos en los que se vaya a realizar el análisis de ingreso y egreso de dinero.

En el análisis económico del proyecto se considera netamente la viabilidad o no de la generación de energía en contraste con la inversión inicial del proyecto. En este análisis no es de importancia la ganancia del inversionista sino el beneficio que produzca el proyecto en términos de generación y aporte a la sociedad.

Los egresos considerados fueron expresados previamente en el numeral 4.2.4.1 del presente Capítulo “Inversiones y costos” y los beneficios los expresados en el numeral 4.2.4.2 “Beneficios”. Con estos datos se procede a realizar el flujo de caja para los 40 años de vida útil del proyecto Sardinas:

*Tabla 4.19. Análisis económico del proyecto (Flujo de caja)*

| **Año del proyecto** | -1 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Gastos generados** | -9049511.3 | -6033007.5 | -434125.4 | -434125.4 | -434125.4 | -434125.4 | -434125.4 | -434125.4 | -434125.4 | -434125.4 | -434125.4 | -434125.4 |
| Inversion inicial | -9049511.3 | -6033007.5 | | | | | | | | | | |
| Operación y mantenimiento | | | 125299.2 | 125299.2 | 125299.2 | 125299.2 | 125299.2 | 125299.2 | 125299.2 | 125299.2 | 125299.2 | 125299.2 |
| Depreciación del capital invertido | | | 308826.2 | 308826.2 | 308826.2 | 308826.2 | 308826.2 | 308826.2 | 308826.2 | 308826.2 | 308826.2 | 308826.2 |
| **Ingresos generados** | | | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 |
| Venta de energía | | | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 | 3150889.7 |
| **Flujo económico** | -9049511.3 | -6033007.5 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **VAN** | -9049511.3 | -14436125.2 | -12270337.3 | -10336598.1 | -8610045.3 | -7068480.2 | -5692082.9 | -4463156.6 | -3365901.1 | -2386208.6 | -1511483.2 | -730478.4 |
| | | | | | | | | | | | | |
| **VAN BENEFICIOS** | 0.0 | 0.0 | 2511870.0 | 4754611.1 | 6757058.5 | 8544957.9 | 10141296.7 | 11566599.2 | 12839190.7 | 13975433.1 | 14989935.3 | 15895740.8 |
| **VAN COSTOS** | -9049511.3 | -14436125.2 | -14782207.3 | -15091209.2 | -15367103.7 | -15613438.1 | -15833379.6 | -16029755.8 | -16205091.8 | -16361641.8 | -16501418.5 | -16626219.2 |

| 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 |
| | | | | | | | | | |
| 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 |
| 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 |
| 3150889.73 | 3150889.73 | 3150889.73 | 3150889.73 | 3150889.73 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 |
| 3150889.73 | 3150889.73 | 3150889.73 | 3150889.73 | 3150889.73 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 |
| 2716764.34 | 2716764.34 | 2716764.34 | 2716764.34 | 2716764.34 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -33152.67 | 589459.59 | 1145363.40 | 1641706.09 | 2084869.20 | 2262436.45 | 2420978.63 | 2562534.15 | 2688923.01 | 2801770.21 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 16704495.72 | 17426598.32 | 18071332.79 | 18646988.56 | 19160966.93 | 19401762.08 | 19616757.75 | 19808718.17 | 19980111.40 | 20133141.08 |
| -16737648.39 | -16837138.73 | -16925969.38 | -17005282.47 | -17076097.72 | -17139325.63 | -17195779.12 | -17246184.02 | -17291188.39 | -17331370.87 |

| 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 |
| | | | | | | | | | |
| 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 |
| 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 |
| 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 |
| 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 |
| 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2902526.63 | 2992487.72 | 3072810.13 | 3144526.56 | 3208559.09 | 3265730.99 | 3316777.33 | 3362354.42 | 3403048.25 | 3439382.02 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 20269774.71 | 20391769.03 | 20500692.53 | 20597945.65 | 20684778.80 | 20762308.39 | 20831531.25 | 20893337.36 | 20948521.40 | 20997792.86 |
| -17367248.08 | -17399281.31 | -17427882.40 | -17453419.09 | -17476219.71 | -17496577.40 | -17514753.92 | -17530982.95 | -17545473.15 | -17558410.83 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 |
| -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 | -434125.39 |
| | | | | | | | | | |
| 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 | 125299.18 |
| 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 | 308826.21 |
| 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 |
| 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 | 1653309.36 |
| 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 | 1219183.97 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3471822.90 | 3500787.96 | 3526649.62 | 3549740.40 | 3570357.16 | 3588764.98 | 3605200.53 | 3619875.14 | 3632977.46 | 3644675.96 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 21041785.23 | 21081064.14 | 21116134.59 | 21147447.49 | 21175405.44 | 21200367.89 | 21222655.80 | 21242555.71 | 21260323.50 | 21276187.59 |
| -17569962.33 | -17580276.18 | -17589484.96 | -17597707.09 | -17605048.28 | -17611602.91 | -17617455.27 | -17622680.58 | -17627346.04 | -17631511.62 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

Con el análisis económico realizado se pueden obtener los siguientes indicadores de rentabilidad del proyecto:

**Tasa Interna de retorno (TIR):** la tasa interna de retorno es aquella tasa de descuento con la cual se obtiene un Valor Actual Neto de cero; es decir, es aquella tasa que me asegura una recuperación del capital invertido pero ninguna rentabilidad.

**Relación Beneficio-Costo (B/C):** Corresponde a la relación entre el VAN de beneficios del proyecto y el VAN de los gastos requeridos.

**Tiempo de recuperación de la inversión:** Es el tiempo que requiere el proyecto para recuperar lo invertido en el periodo cero. Se lo analiza cuando el VAN cambia de un valor negativo a uno positivo, lo que significa la recuperación de la inversión y el inicio de una rentabilidad en el proyecto.

*Tabla 4.20. Indicadores de rentabilidad para el proyecto Sardinas*

| Indicador | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Inversión Inicial (USD) | 15,082,518.87 | $USD |
| Tasa de Descuento | 12.0 | % |
| Tasa Interna de Retorno (TIR) | 15.40 | % |
| Valor Actual Neto (VAN USD) | 3,644,675.96 | $USD |
| Relación Beneficio Costo (RBC) | 1.20 | |
| Período de Retorno | 12 | años |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *4.2.5.1 Análisis de sensibilidad*

El análisis de sensibilidad para el flujo económico del Proyecto Sardinas se lo realizó exclusivamente para una variación del 5%,10% y -5%, -10% en el costo de inversión inicial. Esto significa tener un rango que nos indique la rentabilidad del proyecto.

*Tabla 4.21. Indicadores de sensibilidad del flujo económico del Proyecto Sardinas.*

| Variación | Inversión | VAN | B/C | TIR |
|---|---|---|---|---|
| -10% | 13,574,266.98 | 5,315,600.48 | 1.33 | 17.41% |
| -5% | 14,328,392.93 | 4,480,138.22 | 1.26 | 16.36% |
| 0% | 15,082,518.87 | 3,644,675.96 | 1.20 | 15.40% |
| 5% | 15,836,644.81 | 2,809,213.71 | 1.15 | 14.52% |
| 10% | 16,590,770.76 | 1,973,751.45 | 1.10 | 13.71% |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

### *4.2.6 Flujo de caja financiero del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas*

El análisis financiero del proyecto considera la factibilidad o no del inversionista del proyecto tomando en cuenta la inversión propia y el pago de intereses anuales por haberse efectuado un préstamo. Los beneficios que este recibe se basarán en la venta de energía generada y los gastos en el pago de intereses y cuotas del préstamo puro.

Como ya se explicó en numerales anteriores, el plazo de pago del préstamo del 70% del costo total de inversión se lo realiza dentro de 10 años a partir del inicio de las operaciones de la central. Es así que en esos diez años se deberán pagar los interés al 4,6 % anual más una parte del préstamo puro. Estas dos cantidades constituyen el pago neto en cada año.

Cuando conocemos el valor presente del préstamo y el tiempo al que este debe pagarse a su tasa de interés, la expresión para encontrar el valor del pago en cada periodo de tiempo (año, mes, etc) es:

$$R = \frac{A_n * i}{1 - (1 + i)^{-n}}$$

Dónde:

R= Pago para cada período

$A_n$ =Valor presente del préstamo.

$i$ =Tasa de interés para cada período.

$n$ =Numero de periodos en los que se debe concretar el pago del préstamo.

Siendo el préstamo del 70 % de la inversión inicial y una tasa de interés anual del 4,56 % para 10 años de plazo, se puede obtener el pago anual R:

$$R = \frac{A_n * i}{1 - (1 + i)^{-n}}$$

$$A_n = 0.7 * 15{,}082{,}518.87 \text{ dol}$$

$$An = 10{,}557{,}763.21\ dol$$

$$R = \frac{10{,}557{,}763.21 * 0.456}{1 - (1 + 0.456)^{-10}}$$

$$R = \$\ 1{,}337{,}958.88\ dol$$

El pago anual se tiene que dividir para el pago del interés y el pago del préstamo puro. Es así que suponiendo el pago en el primer año, este se lo obtendrá de la siguiente manera:

$$Pago\ del\ interés: 0.456 * 10{,}557{,}763.21 = \$\ 481{,}019.57\ dol$$

$$Pago\ del\ capital\ puro: 1{,}337{,}958.88\ dol - 481{,}019.57\ dol = \$\ 856{,}939.31\ dol$$

$$\textbf{Pago total año 1}:\ 1{,}337{,}958.88\ dol = R$$

$$\textbf{Capital restante por pagar}: 10{,}557{,}763.21\ dol - 856{,}939.31\ dol = \$\ 9{,}700{,}823.90\ dol$$

Y el pago para el año 2 se lo realizará:

$$\textbf{Pago del interés}: 0.456 * 9{,}700{,}823.90 = \$\ 441{,}976.77 dol$$

$$\textbf{Pago del capital puro}: 1{,}337{,}958.8\ dol - 441{,}976.77\ dol = \$\ 895{,}982.11\ dol$$

$$\textbf{Pago total año 2}:\ 1{,}337{,}958.88\ dol = R$$

$$\textbf{Capital restante por pagar}: 9{,}700{,}823.90\ dol - 895{,}982.11 dol = \$\ 8{,}804{,}841.79\ dol$$

Este proceso se repite hasta que el capital restante por pagar llegue a cero. A continuación se muestra una tabla con los montos a pagar en cada período por razón de interés y pago de capital puro

*Tabla 4.22. Pago anual de interés y capital puro*

| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Capital en préstamo** | $ 10,557,763.21 | | | | | | | | | | |
| **Anualidades con el capital en el presente** | | 1337958.881 | 1337958.881 | 1337958.881 | 1337958.881 | 1337958.881 | 1337958.881 | 1337958.881 | 1337958.881 | 1337958.881 | 1337958.881 |
| **Interés anual** | | $ 481,019.57 | $ 441,976.77 | $ 401,155.16 | $ 358,473.68 | $ 313,847.61 | $ 267,188.33 | $ 218,403.23 | $ 167,395.44 | $ 114,063.69 | $ 58,302.12 |
| **Pago de capital puro** | | $ 856,939.31 | $ 895,982.11 | $ 936,803.72 | $ 979,485.20 | $ 1,024,111.27 | $ 1,070,770.55 | $ 1,119,555.65 | $ 1,170,563.44 | $ 1,223,895.19 | $ 1,279,656.76 |
| **Capital restante** | | $ 9,700,823.90 | $ 8,804,841.79 | $ 7,868,038.07 | $ 6,888,552.87 | $ 5,864,441.59 | $ 4,793,671.05 | $ 3,674,115.39 | $ 2,503,551.95 | $ 1,279,656.76 | $ 0.00 |

Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia

*Tabla 4.23. Análisis financiero del proyecto (Flujo de caja)*

| **Año del proyecto** | -1 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Gastos generados** | -2714853.4 | -1809902.3 | -1337958.9 | -1337958.9 | -1337958.9 | -1337958.9 | -1337958.9 | -1337958.9 | -1337958.9 | -1337958.9 | -1337958.9 | -1337958.9 |
| Pago de interés | | | 481019.6 | 441976.8 | 401155.2 | 358473.7 | 313847.6 | 267188.3 | 218403.2 | 167395.4 | 114063.7 | 58302.1 |
| Pago de capital bruto | | | 856939.3 | 895982.1 | 936803.7 | 979485.2 | 1024111.3 | 1070770.5 | 1119555.7 | 1170563.4 | 1223895.2 | 1279656.8 |
| Capital invertido | 2714853.4 | 1809902.3 | | | | | | | | | | |
| **Ingresos generados** | | | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 |
| Flujo económico anual | | | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 |
| **Flujo financiero** | -2714853.4 | -1809902.3 | 1378805.5 | 1378805.5 | 1378805.5 | 1378805.5 | 1378805.5 | 1378805.5 | 1378805.5 | 1378805.5 | 1378805.5 | 1378805.5 |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **VAN** | -2714853.4 | -4330837.6 | -3231662.3 | -2250255.8 | -1374000.0 | -591628.8 | 106917.0 | 730618.5 | 1287494.9 | 1784706.0 | 2228644.5 | 2625018.1 |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **VAN BENEFICIOS** | 0.0 | 0.0 | 2165787.9 | 4099527.1 | 5826079.9 | 7367645.0 | 8744042.3 | 9972968.6 | 11070224.1 | 12049916.6 | 12924642.0 | 13705646.8 |
| **VAN COSTOS** | -2714853.4 | -4330837.6 | -5397450.2 | -6349782.9 | -7200080.0 | -7959273.8 | -8637125.4 | -9242350.0 | -9782729.2 | -10265210.5 | -10695997.5 | -11080628.7 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

| 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 |
| 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 |
| 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 2716764.3 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3322343.8 | 3944956.1 | 4500859.9 | 4997202.6 | 5440365.7 | 5617932.9 | 5776475.1 | 5918030.7 | 6044419.5 | 6157266.7 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 14402972.5 | 15025584.8 | 15581488.6 | 16077831.3 | 16520994.4 | 16698561.7 | 16857103.8 | 16998659.4 | 17125048.2 | 17237895.4 |
| -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 |

| 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 |
| 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 |
| 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6258023.1 | 6347984.2 | 6428306.6 | 6500023.1 | 6564055.6 | 6621227.5 | 6672273.8 | 6717850.9 | 6758544.7 | 6794878.5 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17338651.8 | 17428612.9 | 17508935.3 | 17580651.8 | 17644684.3 | 17701856.2 | 17752902.5 | 17798479.6 | 17839173.5 | 17875507.2 |
| -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 |

| 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 |
| 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 |
| 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 | 1219184.0 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6827319.4 | 6856284.5 | 6882146.1 | 6905236.9 | 6925853.7 | 6944261.5 | 6960697.0 | 6975371.6 | 6988474.0 | 7000172.5 |
| 17907948.1 | 17936913.2 | 17962774.8 | 17985865.6 | 18006482.4 | 18024890.2 | 18041325.7 | 18056000.3 | 18069102.7 | 18080801.2 |
| -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 | -11080628.7 |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

*Tabla 4.24. Indicadores de rentabilidad para el inversionista del proyecto.*

| **Indicador** | **Valor** | **Unidad** |
|---|---|---|
| Inversión Inicial (USD) | 15,082,518.87 | $USD |
| Tasa de Descuento | 12.0 | % |
| Tasa Interna de Retorno (TIR) | 27.62 | % |
| Valor Actual Neto (VAN USD) | 7,000,172.5 | $USD |
| Relación Beneficio Costo (RBC) | 1.63 | |
| Período de Retorno | 5 | años |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

#### *4.2.6.1 Análisis de sensibilidad*

El análisis de sensibilidad para el flujo económico del Proyecto Sardinas se lo realizó exclusivamente para una variación del 5%,10% y -5%, -10% en el costo de inversión inicial. Esto significa tener un rango que nos indique la rentabilidad del proyecto.

*Tabla 4.25. Indicadores de sensibilidad del flujo financiero del Proyecto Sardinas.*

| **Variación** | **Inversión** | **VAN** | **B/C** | **TIR** |
|---|---|---|---|---|
| -10% | 13,574,266.98 | 8,335,547.3 | 1.83 | 32.70% |
| -5% | 14,328,392.93 | 7,667,859.9 | 1.72 | 30.03% |
| 0% | 15,082,518.87 | 7,000,172.5 | 1.63 | 27.62% |
| 5% | 15,836,644.81 | 6,332,485.0 | 1.54 | 25.42% |
| 10% | 16,590,770.76 | 5,664,797.6 | 1.46 | 23.42% |

*Fuente: Anastassia Andrade- Andrés Heredia*

# CAPITULO V

# EVALUACIÓN GENERAL DE IMPACTO AMBIENTAL

## 5.1 Necesidad de una evaluación de impacto ambiental

La demanda energética en el país ha venido aumentando durante los 10 últimos años en porcentajes que sobrepasaban las expectativas, lo que de alguna manera ha obligado al estado ecuatoriano a invertir en proyectos que garanticen una generación eléctrica con recursos renovables. Mediante el diseño presentado en la presente disertación se pretende aportar con una alternativa viable a nivel de Factibilidad que satisfaga los requerimientos de generación y económicos de la Central Hidroeléctrica.

Como es importante dar una solución rápida al problema de generación energética mediante la construcción de la Central Hidroeléctrica Sardinas es también fundamental dar un trato prioritario al medio físico, ambiental y social que se encuentra en la zona aledaña al proyecto. Es por esta razón que en el presente capítulo se pretende analizar los impactos ambientales que se producirían por la construcción de la obra civil y darles una valoración acorde con el grado de afectación en el medio que se analice.

La evaluación de Impacto ambiental en principio tiene como objetivo seleccionar la alternativa más viable desde el punto de vista ambiental presentando la forma más adecuada de realizarla sin dejar a un lado el beneficio que presenta su construcción.

Para esta disertación se partirá con el análisis de la alternativa ya escogida a nivel de Prefactibilidad y que fue llevada hasta diseño de Factibilidad, la cual a simple vista

presentaría menos impacto por no atravesar asentamientos poblacionales. Independientemente de esto la alternativa propuesta será llevada a un análisis de impactos ambientales único para sus características con el objetivo de mostrar más detalladamente el proceso de evaluación de impactos ambientales en proyectos de esta magnitud y la posterior realización Plan de Manejo Ambiental.

## 5.2 Descripción de actividades en las fases del proyecto.

La descripción del proyecto comprenderá un compendio de características de la alternativa elegida para ser desarrollada en la fase de Factibilidad. En principio existían 3 alternativas que fueron analizadas y la alternativa de la margen izquierda del Río Sardinas fue la que a pesar de generar un impacto en el medio físico similar a las otras alternativas, presentó una ventaja al no generar impacto sobre el medio humano. La alternativa no presenta un impacto directo sobre los asentamientos poblacionales lo que quiere decir que las expropiaciones se realizarán en un porcentaje muy bajo en comparación con las otras 2.

La existencia de una vía previamente ya construida en la zona del proyecto también aporta para que la alternativa que va a ser analizada sea escogida como factible. Esto porque ayudaría al transporte de materiales y maquinaria desde y hacia las zonas intervenidas lo que facilitaría el proceso constructivo y agilitarlo.

La evaluación de impacto ambiental que se desarrollará en el presente capitulo se limita exclusivamente a las fase de construcción y operación de la Central Hidroeléctrica, por lo que las características que describirán al proyecto se basarán en estas fases y las actividades que se realicen en ellas.

### *5.2.1 Etapa de construcción*

En la etapa de construcción se presentan las siguientes actividades:

- Por tratarse de una obra de gran extensión en la zona hay que tomar en cuenta actividades que intervendrán en gran medida en el medio como la excavación para la fundación de las estructuras de toma, tubería de baja presión, tubería de alta presión, chimenea de equilibrio, casa de máquinas, tanque de carga.
- En la fase de construcción también hay que considerar que se realizará el transporte del material excavado al igual que el transporte de material para la construcción de las obras civiles. Esto incurre en un impacto en el medio especialmente por el ruido que esto provoca y las partículas en suspensión.
- El asentamiento de campamentos es una actividad obligatoria para este tipo de proyectos en donde los periodos de construcción son largos. Para ello se deben asentar estructuras que generarán desbroce y afectación al medio con lo que lógicamente habrá que analizarlo.
- Se realizaran actividades de montaje de quipos electromecánicos y componentes de la casa de máquinas.
- Se realizará la construcción de caminos de accesos nuevos de 1100 metros lineales de 4 metros de ancho en donde la afectación mayoritaria estará en la remoción de capa vegetal.
- Se efectuaran descargas de aguas servidas al rio por la existencia de campamentos y procesos constructivos dilatados. Esto incurrirá en un impacto sobre la calidad del agua que habrá que ser analizado.

### *5.2.2 Etapa de operación y mantenimiento*

En la etapa de operación y mantenimiento se presentan las siguientes actividades:

- Incluye actividades principalmente de energización y el servicio continuo de la central a las exigencias energéticas del país.
- En el proceso de mantenimiento se efectuarán actividades de reconocimiento técnico en cada una de las obras.

Para resumir las actividades a ser realizadas en las fases antes mencionadas, se da a conocer una tabla resumen. Esta tabla será utilizada en los próximos numerales de este capítulo para elaborar las matrices de identificación de los impactos ambientales.

*Tabla 5.1. Actividades a realizar en fase de operación y mantenimiento.*

| ETAPA | ACCIÓN | DEFINICIÓN |
|---|---|---|
| **Movilización** | Instalación de campamentos | Instalación de campamentos y talleres para la ejecución de las obras. |
| | Transporte de Materiales y Personal | Transporte de materiales, insumos, personal de obra y supervisión para la construcción. |
| **Construcción de Accesos** | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | Corte y desalojo de las especies vegetales y árboles en las vías a construirse. |
| | Movimiento de tierras en vías de acceso | Ejecución de cortes y rellenos a lo largo de las vías y conformación de la subrasante. |
| **Construcción de obras: captación, conducción casa de máquinas** | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | Corte y desalojo de las especies vegetales y árboles en el sitio de las obras. |
| | Excavación para Cimentación | Ejecución de cortes y rellenos para conformar la cimentación de las obras |
| | Obras en Hormigón | Encofrado y fundición de estructuras de hormigón para las obras de toma, casa de máquinas , túneles y canales de conducción |
| | Obras electromecánicas | Transporte y montaje electromecánico. |

| | | |
|---|---|---|
| **Operación del proyecto** | Producción de energía | Operación del sistema mediante los controles eléctricos y control del régimen hídrico. |
| **Mantenimiento** | Reconocimientos de inspección de las obras civiles y viales. | Recorridos en el campo y monitoreo del estado de las obras y vías. |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade, Astec 2013*

## 5.3 Inventario ambiental

El inventario ambiental es una herramienta para poder identificar y valorar los posibles impactos que vaya a provocar la actividad que se está evaluando. Para lograr este objetivo se han de conocer las características del medio y su calidad ambiental antes que se realice la obra y de esta manera tener como referencia para comparar con la acción llevada en una evaluación ambiental. En un inventario ambiental se describe el estado actual del ambiente y los procesos que actúan sobre el medio en ausencia del proyecto.

En este proceso de análisis se deben considerar si los factores ambientales son o no relevantes para un estudio de impacto ambiental bajo los siguientes criterios:

- Puede ser afectado por el proyecto
- Se considera valioso por criterios culturales, históricos, científicos, etc.

Para realizar un inventario ambiental correctamente este debe seguir pasos para llegar a cumplir los objetivos:

- Definición de los objetivos del inventario ambiental
- Áreas de influencia
- Levantamiento de información in situ
- Evaluación de pasivos ambientales

- Determinación de la fragilidad
- Árbol de factores ambientales

### *5.3.1 Definición de los objetivos del inventario ambiental*

Entre los objetivos del inventario que se llevará a cabo en la presente disertación se pueden notar los siguientes:

- Establecer los criterios ambientales para las actividades previstas en el presente proyecto hidroeléctrico.
- Identificar los principales impactos ambientales que se desarrollaran con las actividades notadas en el numeral anterior y determinar su significancia.
- Realizar una descripción del medio físico y social en el que se desarrollará el proyecto.
- La construcción del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas aporta con una solución al problema de demanda energética en el país considerando los cuidados que el medio ambiente se merece.

#### *5.3.1.1 Áreas de influencia*

El área de influencia está constituida por tres elementos bien diferenciados:

a) Áreas de construcción de obras de toma, áreas de canteras para extracción de materiales, ubicación de casa de máquinas, obras de restitución de caudales, derechos de vía para la tubería de baja presión y de alta presión, zona destinada para campamentos.
b) Existe influencia en las áreas aguas abajo de la estructura de toma donde antes el cauce soportaba mayor caudal y vida acuática. En las zonas del rio

donde se producen las descargas podría existir una baja estabilidad del lecho del Río Sardinas.

c) El área de influencia podría catalogarse también la ubicada aguas arriba del sitio de toma por provocar una posible variación en la calidad del agua por acción de asentamientos poblacionales.

d) El área de influencia esta también encerrada en lo que son los territorios productores de granadillas o agrícolas ubicadas en la zona de la conducción del proyecto.

*5.3.1.1.1 Área de influencia indirecta*

El área de influencia indirecta para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas es la localizada en la cuenca hidrográfica del Río Sardinas. Esta será afectada de una manera indirecta por la construcción y puesta en marcha del proyecto por acción del desvió del caudal para la generación hidroeléctrica.

Otra área de influencia indirecta corresponde a los asentamientos poblacionales que están aledaños al proyecto como son las poblaciones del Chaco y Francisco de Borja, esto por estar afectadas de cierta manera por la circulación de maquinaria pesada para la construcción del proyecto.

*5.3.1.1.2 Área de influencia directa*

El área de influencia directa está relacionada directamente con los sitios destinados para construcción de las obras civiles del Proyecto. Entre estas obras se cataloga las obras de toma, conducción, tanque de carga, casa de máquinas y obras de restitución de caudales.

En lo que se refiere a las los asentamientos poblacionales, el más afectado es la población de Sardinas por estar afectada directamente por el tránsito y estancia de maquinaria pesada que trabaja en el proyecto, al igual que el ruido que se produciría al momento de la construcción y funcionamiento de la Central Sardinas.

### *5.3.2 Levantamiento de información in situ*

#### *5.3.2.1 Línea base del proyecto*

La línea base de un proyecto presenta la información recopilada hasta un tiempo determinado o características iniciales con las que se va a realizar un análisis. En este caso la línea base de una evaluación de impacto ambiental son las características en las que se encuentra los medios natural, social y biótico antes de la construcción de la obra civil o primera medición de ellos. La línea base permite establecer una situación inicial del escenario en el que se va a realizar el proyecto y servirá como punto de comparación después de aplicado un Plan de Manejo Ambiental.

Considerando que el alcance del inventario depende de la actividad que se quiera realizar en la zona para la realización del proyecto se enfocarán los factores ambientales que podrían catalogarse como relevantes. Estos podrían ser:

Erosión: Movimiento de tierras y acciones de corte y relleno.

Presencia de partículas: Movimiento de tierras y utilización de maquinaria pesada.

Intensidad de sonido: Utilización de maquinaria pesada y vehículos de transporte.

Afectación en el medio biótico y faunístico: Desbroce y relleno para implantación de obras de toma, conducción, casa de máquinas, tanque de carga, etc

Paisajismo: Cambio en el medio físico en la zona.

Empleo: Generación de puestos de trabajo por acción de construcción.

Incomodidad de la población: Dificultad en la movilidad del sector.

#### *5.3.2.1.1 Caracterización del medio biótico*

*a) Flora*

El proyecto se desarrollara en un lugar con presencia de bosque nublado y húmedo. Las zonas son boscosas y de páramo según su altitud. Las obras de la central hidroeléctrica se realizarán entre las cotas 1500 y 1700 msnm en donde la vegetación arbórea forma una especie de bosques contiguos (ASTEC, 2013).

Visualmente se pudo observar que la vegetación ocupa una gran extensión en las márgenes del Río Sardinas, principalmente de arbustos y árboles de mediana altura característicos de la zona del Oriente del Ecuador (Prov. Napo)

*Figura 5.1. Vegetación aledaña Río Sardinas.*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

La zona de proyecto se caracteriza por tener una riqueza florística muy grande. Según un estudio realizado en la Biosfera del Cóndor (Información proporcionada por la compañía ASTEC) se encontraron 225 especies en una ha de terreno. Se muestra que un espeso bosque se localiza entre las cotas 1500 cubierto en su mayoría de niebla lo que hace pensar que los bosques en la zona son húmedos y abundante capa vegetal.

*Figura 5.2. Bosque característico de la zona del proyecto.*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

Los fustes arbóreos en la parte más baja del lugar están cubiertos de una espesa capa de helechos y musgos.

*Figura 5.3. Fustes arbóreos.*



***Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)***

En el recorrido de la conducción de baja presión se ubica una propiedad productora de granadillas. Esto hace pensar que la zona es también utilizada para plantaciones productoras lo que al momento de realizar el análisis para la afectación de la flora en el lugar hay que también tomar en cuenta dicho aspecto.

En la ubicación de la chimenea de equilibrio, altitud aproximada de 1700 msnm se nota un cambio en la vegetación, la cual se caracteriza por poseer arboles de mediana altura pero un bosque poco espeso y se muestra una pérdida de especies florísticas muy notable a comparación de otras zonas del proyecto pero el lugar se sigue caracterizando por poseer una espesa niebla.

*Figura 5.4. Zona destinada para la construcción de la chimenea de equilibrio.*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

### *b) Fauna*

Con respecto a la vida faunística en el lugar no se vieron especies de animales endémicos de la zona. Se divisaron pocas especies de aves que se ubicaban en las partes más altas del lugar del proyecto. Se pudo determinar según las coordenadas del proyecto que una parte de este interfiere con el Sistema Natural de Áreas Protegidas lo que lógicamente tiene que cumplir con lo estipula el Texto Unificado de Legislación Ambiental (TULAS), LIBRO II, Titulo IV: DE LOS BOSQUES Y VEGETACION PROTECTORES Y AREAS NATURALES Y VIDA SILVESTRE.

*5.3.2.1.2 Caracterización del medio humano*

*a) Medio social*

n las cercanías del proyecto se observa pocos asentamientos poblacionales, algunos de ellos muy puntuales. La población más cercana al Proyecto Hidroeléctrico Sardinas es la población Sardinas ubicada en la margen derecha del Río del mismo nombre. La situación actual de la población es buena en relación con la calidad de vida por las buenas condiciones del aire en el lugar aunque carece de servicios básicos de calidad.

Las poblaciones "grandes" aledañas a la zona del proyecto son las de El Chaco y San Francisco de Borja, constituyéndose en poblaciones con poca cantidad de habitantes ( aproximadamente 5000). Estas tres poblaciones cuentan con afluencia de maquinaria casi todos los días del año por estar ubicados a la margen de la Via Baeza-Lago Agrio caracterizada por el transito abundante de compañías petroleras y vehículos de proyectos que son efectuados en el Oriente.

*b) Medio socioeconómico*

Se puedo notar que la economía de la zona mayoritariamente depende de una producción ganadera y agrícola. A la par de este aspecto, también se puede destacar que la tasa de desempleo es relativamente baja, considerando que el trabajo agrícola sirve por lo menos para el autoconsumo en la mayoría de las familias cuya economía puede ser catalogada como de subsistencia.

Existen propiedades ubicadas en la zona del proyecto en especial una productora de granadillas que por construcción de este podría perderse en gran magnitud.

La construcción de este tipo de proyectos implica la contratación de personal residente en la zona para trabajos directamente relacionados con la construcción de obras civiles del Proyecto Hidroeléctrico. Se nota la carencia de servicios básicos como agua y luz eléctrica.

Se notó la visita de personas haciendo turismo a las poblaciones de El Chaco y Francisco de Borja en especial para apreciar el paisajismo característico de la zona.

#### *5.3.2.1.3 Caracterización de pasivos ambientales*

En este literal se consideraran los daños al terreno y la zona del proyecto previos, que no tuvieron relación con la fase de construcción ni de operación con la obra que se va a llevar a cabo. Entre estas afectaciones se tiene las siguientes:

- La zona donde va a ser construida y operada la obra de captación del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas se nota que fue modificada por la construcción de la via carrozable ya existente y del puente que cruza el Río Sardinas justo a aproximadamente 320 metros de la zona de captación.

*Figura 5.5. Vía carrozable existente*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

Existió un proceso de movimiento de tierras previo para la realización de este proyecto de vialidad para la región, lo que significa que las vías de acceso para las obras de la central serán en gran medida las existentes ya en la zona.

- Se nota que la zona es utilizada por pobladores dedicados a la ganadería. La erosión del suelo por parte del ganado es notoria y es independiente de la realización del Proyecto Hidroeléctrico.

*Figura 5.6. Actividad ganadera en la zona del proyecto.*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

- La calidad del agua puede ya estar modificada por la existencia de poblaciones aguas arriba del sitio de captación, principalmente personas que se dedican al negocio agrícola y ganadero de la zona.
- Se nota que en la zona de construcción de la conducción de baja presión ha existido una alteración previa en la parte paisajística e igualmente en el suelo por la existencia de extensas plantaciones de granadillas que han estado ubicadas ahí según moradores por varios años.
- Existe una clara intervención en la parte ambiental de parte del SOTE ( Sistema de Oleoducto Transecuatoriano), donde existió procesos de desbroce y movimiento de tierras anterior a este Proyecto. Esto se ubica en las cercanías de la tubería de alta presión.

*Figura 5.7. Paso del Sistema de Oleoducto Transecuatoriano SOTE*



*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade (Visita Técnica)*

## 5.4 Determinación de la fragilidad

### *5.4.1 Área de sensibilidad del medio físico*

#### *5.4.1.1 Vegetación*

El área corresponde a bosques y vegetación de clima húmedo endémicos del Oriente del Ecuador. En la zona se encuentran varias especies de árboles y arbustos en especial en las márgenes del Río Sardinas que en caso de realizarse el Proyecto será afectado especialmente con actividades de desbroce y movimiento de tierras.

Las plantaciones de granadilla deben disminuirse con el objetivo de dejar el derecho de vía para la conducción de baja presión.

#### *5.4.1.2 Suelos*

El principal problema es generado por la acción de corte y relleno en la construcción de las obras de captación, conducción, tanque de carga y casa de máquinas. Se deberá realizar la remoción de un gran volumen de material para realizar la cimentación de cada una de las obras.

La erosión a causa por tránsito de maquinaria pesada afectará en gran magnitud a la estabilidad del suelo.

#### *5.4.1.3 Agua*

La principal alteración del agua del Río Sardinas tiene que ver en gran magnitud a la presencia de partículas en suspensión y la turbidez que esta presente por acción del desmoronamiento de laderas, remoción de material del lecho del río al momento de realizar las obras de captación, adecuación de caminos y la construcción de las obras en general. Existirá igualmente un riesgo de alteración química del agua por acción de vertido accidental de aceites y descargas liquidas provenientes de los campamentos provisionales ubicados en la zona del proyecto. La preparación del hormigón generará el vertido de agua con sales lo que incrementará la contaminación del líquido en las zonas de construcción.

#### *5.4.1.4 Fauna*

La fauna se verá afectada principalmente por la pérdida de hábitats en la cobertura vegetal. Las capas subsuperfiiasles de suelo serán también modificadas y por ende los hábitats de fauna que vive allí serán alterados. Las especies especialmente de

aves se verán obligadas a vivir en medios alterados por seres humanos en la época de construcción del proyecto.

La fauna acuática será afectada especialmente por la reducción del caudal que usualmente fluía por el cauce

### *5.4.2 Área de sensibilidad del medio Humano*

#### *5.4.2.1 Medio Social*

La fragilidad en el medio social radica en que las personas se verán afectadas por los ruidos producidos por maquinaria pesada al igual que hay la posibilidad que los asentamientos aledaños a la zona del proyecto tengan afectaciones a la salud por acción de las partículas suspendidas en el aire. Los trabajadores tendrán posibles afecciones a la salud por el efecto de la contaminación acústica del lugar.

El paisajismo y la actividad turística de la zona se verán afectados por la presencia de las obras civiles ajenas al lugar como captación, conducción, tanque de carga y casa de máquinas, etc.

#### *5.4.2.2 Medio Socio-económico*

Afectación en la zona comercial de la población Sardinas posiblemente por la reducción de turismo durante la construcción del proyecto. El medio socio-económico se verá incrementado por el asentamiento permanente de trabajadores, habrá un alto consumo de su parte en las poblaciones aledañas al proyecto.

### *5.4.3 Árbol de factores ambientales*

Una vez que se ha descrito el medio físico que observamos en el lugar y se han reconocido los elementos y factores con alto valor ambiental es necesario plasmarlos en una forma sintética en una tabla. Esta representación tabulada se la llama árbol de factores ambientales.

*Tabla 5.2. Árbol de factores ambientales del proyecto.*

| **Sistemas ambientales** | **Medio** | **Elemento** | **Factor ambiental** |
|---|---|---|---|
| Biofísico | Físico | Suelo | Cambios en el relieve del terreno |
| | | | Afectación de la estabilidad del suelo y erosión |
| | | Agua | Alteración física y química del agua |
| | | Aire | Incremento del nivel de ruido |
| | | | Presencia de partículas por producción de polvo |
| | | | Producción de elementos tóxicos a la atmósfera |
| | Biótico | Fauna | Afectación a la fauna |
| | | Vegetación | Afectación a la vegetación |
| | Perceptual | Paisaje | Pérdida del valor escénico |
| Socio-económico y cultural | Económico | Población activa | Generación de empleo |
| | | Desarrollo | Generación eléctrica |
| | Social | Desarrollo | Incremento de inversión y turismo |
| | | Red viaria | Incremento de accidentes en vías |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

## 5.5 Ponderación de factores ambientales

Cada elemento o factor ambiental que fue considerado es solo una parte del medio ambiente, por lo que es fundamental disponer de un método que permita contemplar

todo el medio ambiente en su conjunto clasificando los elementos y factores ambientales según su importancia. Para ello, se asigna a cada factor un peso, ponderación o peso relativo que determine la importancia de este entre todos los elementos y factores.

Generalmente se distribuye una cantidad cualquiera de puntos que representen el total en importancia del medio ambiente puede ser 1000, 100,10 o 1 puntos. El método se basa en dividir esa cantidad de puntos para todos los factores del árbol según su relevancia.

Las acciones que se consideraron en el numeral 2 del presente capitulo tienen relación con los factores ambientales resumidos anteriormente y forman la matriz base para la identificación de los impactos ambientales. Para este caso solo se muestra la división de 1000 puntos para todos los factores ambientales dentro de esta matriz base, como se muestra a continuación:

Tabla 5.3. Matriz base de pesos relativos para factores ambientales.

| ACCIONES EN EL PROYECTO | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FACTORES AMBIENTALES | **DESCRIPCION** | Pesos relativos | Instalación de campamentos | Transporte de Materiales y Personal | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | Movimiento de tierras en vías de acceso | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | Excavación para Cimentación | Obras en Hormigón | Obras electromecánicas | Producción de energía | Reconocimientos de inspección de las obras civiles y viales. |
| | Pérdida de la cobertura vegetal y capas subsuperficiales del terreno | 120 | | | | | | | | | | |
| | Afectación de la estabilidad del suelo | 100 | | | | | | | | | | |
| | Alteración física y química del agua | 80 | | | | | | | | | | |
| | Incremento del nivel de ruido | 45 | | | | | | | | | | |
| | Presencia de partículas por producción de polvo | 45 | | | | | | | | | | |
| | Producción de elementos tóxicos a la atmósfera | 40 | | | | | | | | | | |
| | Afectación a la fauna | 130 | | | | | | | | | | |
| | Afectación a la vegetación | 130 | | | | | | | | | | |
| | Pérdida del valor escénico | 40 | | | | | | | | | | |
| | Generación de empleo | 60 | | | | | | | | | | |
| | Generación eléctrica | 100 | | | | | | | | | | |
| | Incremento de inversión y turismo | 60 | | | | | | | | | | |
| | Incremento de accidentes en vías | 50 | | | | | | | | | | |
| | | 1000 | | | | | | | | | | |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

## 5.6 Identificación de impactos ambientales

En un estudio de Impacto ambiental se distinguen cuatro pasos fundamentales que son bien diferenciados: Identificación, Valoración, Prevención y Comunicación. En este numeral se estudiarán los impactos ambientales de la alternativa que se está analizando. La valoración de los impactos ambientales se puede hacer de forma cualitativa así como de forma cuantitativa. En la presente disertación esta valoración se hará de forma cualitativa.

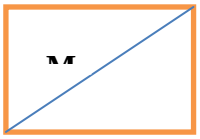
La mejor herramienta para determinar los impactos ambientales es con la llamada matriz de causa y efecto. Anteriormente se dio a conocer una matriz base, la cual parte del árbol de acciones y el árbol de los factores ambientales del proyecto. Se han utilizado muchas variantes de las matrices causa y efecto pero la Matriz de Leopold resulta ser la más conocida y utilizada en estos casos.

### *5.6.1 Matriz de Leopold*

La matriz de Leopold presenta una lista de acciones y de elementos ambientales con 100 acciones y otra con 88 factores ambientales. Cada factor ambiental corresponde a una fila y cada acción a una columna que se relacionan mediante una matriz con 8800 casillas que corresponden a las posibles interacciones.

Por lo tanto una matriz causa – efecto es donde cada causa o acción se relaciona con el elemento o factor ambiental sobre el que actúa produciendo un efecto o impacto ambiental. Si se supone que hay una interacción o cruce se debe identificar su **magnitud** con un signo + o – dependiendo si el impacto es beneficioso o adverso y la valoración de **importancia** correspondiente a un número valorada entre 1 a 10. Por lo tanto en una matriz de Leopold se marca con una diagonal donde existe la interacción entre factor ambiental y acción y se calcula la magnitud y la importancia del ¡impacto de una manera subjetiva, dependiendo de la persona que está analizando o bien de un grupo de expertos.

*Tabla 5.4. Matriz de Leopold para magnitud e importancia del impacto ambiental.*

| | **Acciones que afectan** |
|---|---|
| **Factor ambiental** |  |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

Con este tipo de matriz se pueden identificar los impactos según se produzcan en la fase de construcción, de explotación y de abandono. La matriz es un buen método para identificar impactos porque proporcionan mas información que otros métodos utilizados como son las listas de revisión y los diagramas de redes los cuales no serán detallados en la presente disertación.

La matriz de Leopold puede extenderse o contraerse, es de esta manera que para los requerimientos de la evaluación ambiental del Proyecto Sardinas se eliminaron acciones y factores no afectados al igual que se incluyeron acciones que se realizarán en las fases de construcción y operación de la Central Hidroeléctrica y así conformar una matriz de Leopold típica para este análisis de impactos ambiental.

La matriz obtenida mediante cruces es la siguiente:

*Tabla 5.5. Matriz de Leopold para determinación de impactos ambientales*

| | | **ACCIONES EN EL PROYECTO** | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **FACTORES AMBIENTALES** | **DESCRIPCIÓN** | Instalación de campamentos | Transporte de Materiales y Personal | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | Movimiento de tierras en vías de acceso | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | Excavación para Cimentación | Construcción Obras en Hormigón | Obras electromecánicas | Producción de energía | Reconocimientos de inspección de las obras civiles y viales. |
| | Cambios en el relieve del terreno | X | | X | | X | X | | | | |
| | Afectación de la estabilidad del suelo y erosión | | | | X | X | X | | | | |
| | Alteración física y química del agua | X | | | | X | | | | X | |
| | Incremento del nivel de ruido | X | X | X | X | X | X | X | X | X | |
| | Presencia de partículas por producción de polvo | | X | X | X | X | X | X | | | |
| | Producción de elementos tóxicos a la atmósfera | | X | X | | X | X | X | X | X | |
| | Afectación a la fauna | X | | X | | X | X | | | | |
| | Afectación a la vegetación | X | | X | | X | X | | | | |
| | Pérdida del valor escénico | X | | X | | X | X | X | | X | |
| | Generación de empleo | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |
| | Generación eléctrica | | | | | | | | | X | |
| | Incremento de inversión y turismo | | | | | | | X | X | X | |
| | Incremento de accidentes en vías | | X | | X | | | | | | X |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

### *5.6.2 Pesos relativos para cada acción*

Anteriormente se adoptaron pesos relativos para cada factor ambiental y se divieron 1000 puntos para cada uno de estos dependiendo de su importancia dentro del medio en que se realiza el Proyecto.

Esta fracción de puntos dados para cada factor ambiental, se debe dividir para cada accion con que este se relaciona y de esta manera dar un peso dependiendo de su incidencia en el factor en análisis. En la matriz a continuación se puede observar de mejor manera dicha división:

Tabla 5.6. División de pesos relativos de cada acción.

| | ACCIONES | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FACTORES | **DESCRIPCION** | Pesos relativos | Instalación de campamentos | Transporte de Materiales y Personal | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | Movimiento de tierras en vías de acceso | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | Excavación para Cimentación | Obras en Hormigón | Obras electromecánicas | Producción de energía | |
| | Cambios en el relieve del terreno | 80 | 15 | | 20 | | 25 | 20 | | | | 80 |
| | Afectación de la estabilidad del suelo y erosion | 110 | | | | 30 | 40 | 40 | | | | 110 |
| | Alteración física y química del agua | 100 | 30 | | | | 30 | | | | 40 | 100 |
| | Incremento del nivel de ruido | 55 | | | | 20 | | | | 15 | 20 | 55 |
| | Presencia de partículas por producción de polvo | 55 | | | 20 | 20 | | | 15 | | | 55 |
| | Producción de elementos tóxicos a la atmósfera | 60 | | 20 | 10 | | | | 10 | 10 | 10 | 60 |
| | Afectación a la fauna | 70 | 20 | | 20 | | 20 | 10 | | | | 70 |
| | Afectación a la vegetación | 120 | | | 50 | | 50 | 20 | | | | 120 |
| | Pérdida del valor escénico | 50 | | | | | 25 | | 25 | | | 50 |
| | Generación de empleo | 80 | 20 | | | | 20 | | 20 | | 20 | 80 |
| | Generación eléctrica | 160 | | | | | | | | | 160 | 160 |
| | Incremento de inversión y turismo | 60 | | | | | | | 20 | 20 | 20 | 60 |
| | | 1000 | | | | | | | | | | 1000 |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

### *5.6.3 Cribado de impactos ambientales*

Dentro de los impactos ambientales que se identificaron con los cruces en la matriz de Leopold, se vieron que algunos que a pesar de construir un impacto, no lo constituyen por lo tanto es posible despreciarlos y no tomarlos en cuenta en el resto de la evaluación. Este análisis para determinar cuales son notables es lo que se llama *cribado de impactos*.

En el país se realiza el cribado de impactos por medio de un formulario en donde se identifica el nombre del impacto, el factor ambiental afectado, la acción que se esta llevando a cabo y la significancia. Para determinar la significancia del impacto, el formulario cuenta con 13 preguntas, de las cuales si la respuesta es positiva en al menos una de las 13, este impacto en consideración es significativo.

El formato del formulario se puede observar detalladamente a continuación:

*Tabla 5.7. Formulario para cribado de impactos ambientales*

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **DESCRIPCIÓN Y CRIBADO DE IMPACTOS** | | | | | |
| **NOMBRE DEL IMPACTO:** | | | | | |
| **DESCRIPCIÓN DEL IMPACTO:** | | | | | |
| SIGNO: | POSITIVO: | | NEGATIVO: | | |
| **TIPO:** | CONTAMINACIÓN: | | | | |
| | TRANSFORMACIÓN DEL ESPACIO: | | | | |
| | SOBREEXPLOTACIÓN DE RECURSOS: | | | | |
| | OTRO: | | | | |
| **PROBABILIDAD DE OCURRENCIA:** | | | SEGURA: | MEDIA: | |
| | | | ALTA: | BAJA: | |
| **RAZÓN PARA PROBABILIDAD SELECCIONADA:** | | | | | |
| **FACTOR AMBIENTAL:** | | | | | |
| **ACCIÓN DEL PROYECTO:** | | | | | |

| **SIGNIFICANCIA:** | SI | NO |
|---|---|---|
| 1. Contexto: ¿Tiene repercusiones económicas o sociales notables? | | |
| 2. ¿Afecta a la salud pública o a la seguridad? | | |
| 3. ¿Área tiene características singulares (paisajística, históricas, naturalidad, otra)? | | |
| 4. ¿Los efectos en el ambiente humano son inciertos o tienen alto riesgo? | | |
| 5. ¿La acción se relaciona con otras y podría producir efectos acumulativos? | | |
| 6. ¿La acción puede afectar a infraestructuras importantes o bienes patrimoniales? | | |
| 7. ¿La acción puede destruir recursos científicos, culturales o históricos significativos? | | |
| 8. ¿Se puede afectar a especies amenazadas o sus hábitats? | | |
| 9. ¿Se viola alguna norma jurídica de carácter ambiental? | | |
| 10. ¿Existe riesgo de sobreexplotación de recursos naturales? | | |
| 11. ¿Existe riesgo de contaminación? | | |
| 12. ¿Existe riesgo de que la acción no sea compatible con la vocación del medio? | | |
| 13. ¿Se afecta a formaciones vegetales o a individuos de fauna? | | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| SIGNIFICATIVO: | | NO SIGNIFICATIVO: | |

*Fuente: Formulario para cribado de impactos ambientales,, Apuntes de clase "Impacto Ambiental", PUCE*

Posterior al cribado de impactos nos resulta una nueva matriz causa-efecto con ellos que son significativos y que se los debe valorar. A continuación se representa la matriz cribada:

*Tabla 5.8. Matriz de Leopold con impactos ambientales cribados.*

| | | ACCIONES | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **DESCRIPCION** | Instalación de campamentos | Transporte de Materiales y Personal | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | Movimiento de tierras en vías de acceso | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | Excavación para Cimentación | Construcción Obras en Hormigón | Obras electromecánicas | Producción de energía |
| **FACTORES** | Cambios en el relieve del terreno | X | | X | | X | X | | | |
| | Afectación de la estabilidad del suelo y erosión | | | | X | X | X | | | |
| | Alteración física y química del agua | X | | | | X | | | | X |
| | Incremento del nivel de ruido | | | | X | | | | X | X |
| | Presencia de partículas por producción de polvo | | | X | X | | | X | | |
| | Producción de elementos tóxicos a la atmósfera | | X | X | | | | X | X | X |
| | Afectación a la fauna | X | | X | | X | X | | | |
| | Afectación a la vegetación | | | X | | X | X | | | |
| | Pérdida del valor escénico | | | | | X | | X | | |
| | Generación de empleo | X | | | | X | | X | | X |
| | Generación eléctrica | | | | | | | | | X |
| | Incremento de inversión y turismo | | | | | | | X | X | X |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

Los impactos que son despreciados en comparación con los que se consideraron significativos intervienen muy poco en el medio. Los impactos que no serán considerados en el análisis de impacto ambiental son los siguientes:

- Incremento del nivel de ruido por la instalación de campamentos
- Afectación a la vegetación por la instalación de campamentos
- Pérdida del valor escénico por la instalación de campamentos
- Incremento del nivel de ruido por el transporte de materiales y personal
- Presencia de partículas por producción de polvo por efecto del transporte de materiales y personal
- Incremento de accidentes en vías por transporte de materiales y personal
- Incremento del nivel de ruido por el desbroce y desalojo de vías de acceso
- Pérdida del valor escénico por el desbroce y desalojo de vías de acceso
- Generación de empleo por desbroce y desalojo de vías de acceso
- Generación de empleo por efecto del movimiento de tierras en vías de acceso
- Incremento de accidentes en las vías por efecto del movimiento de tierras en vías de acceso
- Presencia de partículas por desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas
- Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas.
- Incremento del nivel de ruido por la excavación para cimentación
- Presencia de partículas por producción de polvo causada por la excavación para cimentación
- Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por la excavación para cimentación
- Pérdida del valor escénico por la excavación para cimentación
- Generación de empleo por la excavación para cimentación
- Incremento del nivel de ruido por construcción de las obras de hormigón
- Generación de empleo por las obras electromecánicas
- Pérdida del valor escénico por la producción de energía

- Generación de empleo por reconocimientos de inspección de las obras civiles y viales
- Incremento de accidentes en vías por reconocimientos de inspección de las obras civiles y viales

### *5.6.4 Impactos ambientales significativos*

A continuación se presenta una breve descripción de cada uno de los impactos ambientales que se consideran significativos una vez realizado el proceso de cribado y que serán tomados en cuenta para un análisis de impacto ambiental detallado.

#### *5.6.4.1 Cambios en el relieve del terreno por la instalación de campamento*

La implementación de campamentos para la construcción de la central hidroeléctrica Sardinas permitirá que los trabajadores y demás personal que visite la obra puedan habitarlo mientras el proyecto esté en etapa de construcción. Algunas instalaciones pueden quedar operables una vez se entre a etapa de operación así como pueden ser retiradas. El campamento también albergará al equipo requerido para la construcción y materiales a utilizarse.

Para su instalación se requiere generalmente la remoción previa de las capas vegetales y sub superficiales del terreno en caso de no contar con un área pre establecida para esta función; es así como puede ser factible la existencia de cambios en el relieve del terreno.

#### *5.6.4.2 Alteración física y química del agua por la instalación de campamentos:*

Los campamentos pueden estar ubicados en zonas cercanas al río Sardinas, por lo que durante su construcción y posterior uso se puedan generar desechos que

descargarían al mismo. Esto se puede mitigar con un correcto plan de manejo de los desechos generados en dichas instalaciones.

#### *5.6.4.3 Afectación a la fauna por la instalación de campamentos*

La presencia de campamentos en una zona natural como es el área de proyecto, así como de personas va a ahuyentar a las especies animales ante la pérdida de hábitats propios del sector. De esta manera se cambia la forma de vida de dichas especies las cuales migrarán a sectores menos poblados.

Las futuras especies faunísticas, serían aquellas capaces de adaptarse a vivir en áreas alteradas por los seres humanos.

#### *5.6.4.4 Generación de empleo por la instalación de campamentos*

La presencia de campamentos en la zona de proyecto va a generar empleo tanto en las poblaciones aledañas como en obra, ya que existe un incremento del flujo de personas que llegan a dichas instalaciones.

#### *5.6.4.5 Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por el transporte de materiales y personal*

El transporte utilizado para la movilización de equipos, materiales y personal de obra generará emisiones tóxicas de gases hacia la atmósfera lo que conllevará en alteración de la calidad del aire y afectación a los seres vivos.

#### *5.6.4.6 Cambios en el relieve del terreno por el desbroce y desalojo de vías de acceso*

Entre algunos de los trabajos previos que se deben realizar en las vías de acceso existentes así como por construir son el desbroce de las capas vegetales y sub superficiales del terreno así como el desalojo de los materiales excedentes hacia escombreras cercanas al proyecto.

Dependiendo del trazado que se haya escogido para dichas vías, siendo estas modificaciones a trazados previos como nuevos, existirán cambios en el relieve para cumplir con estas disposiciones.

#### *5.6.4.7 Presencia de partículas por producción de polvo por efecto del desbroce y desalojo de vías de acceso*

Los equipos y maquinaria requerida para el desbroce y desalojo de material excedente en los trabajos en las vías de acceso, por la naturaleza de la acción, generarán polvo cuyas partículas quedarán suspendidas en el aire, y alterarán la calidad del mismo.

#### *5.6.4.8 Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por el desbroce y desalojo de vías de acceso*

Para las acciones de desbroce y desalojo de material excedente, se utilizará maquinaria y equipo de trabajo pesado el cual, por utilizar combustibles fósiles, generará emisiones de gas contaminante a la atmósfera.

#### *5.6.4.9 Afectación a la fauna por desbroce y desalojo de vías de acceso*

Las actividades de desbroce y desalojo para las vías de acceso eliminarán hábitats propios de la zona de proyecto, con lo que se afecta a la fauna que habita en los mismos.

#### *5.6.4.10 Afectación a la vegetación por desbroce y desalojo de vías de acceso*

Mediante estas acciones se retirará la cobertura vegetal en el área donde estarán implantadas las vías de acceso al proyecto, por lo que se estará afectando a la vegetación propia de la zona.

#### *5.6.4.11 Afectación de la estabilidad del suelo y erosión por efecto del movimiento de tierras en vías de acceso*

El movimiento de tierras para la construcción de las vías de acceso puede ocasionar inestabilidad del suelo y posible erosión del mismo al exponerlo a la acción de la lluvia y el sol.

#### *5.6.4.12 Incremento del nivel de ruido por el movimiento de tierras en vías de acceso*

El movimiento de tierras para los trabajos a realizarse en las vías de acceso, requieren de maquinaria pesada que generará ruido en la zona de proyecto.

#### *5.6.4.13 Presencia de partículas por producción de polvo por efecto del movimiento de tierras en vías de acceso*

El equipo utilizado para el movimiento de tierras en las vías de acceso producirá polvo por la naturaleza de la acción a realizarse, lo que supondrá tener partículas en suspensión y alteración de la calidad del aire.

#### *5.6.4.14 Cambios en el relieve del terreno por desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas*

Las obras de captación, conducción y casa de máquinas requieren grandes áreas de terreno para su construcción, con lo que una de las primeras acciones a realizarse es el desbroce y desalojo de material excedente hacia escombreras aledañas. Dichas acciones podrían cambiar el relieve del terreno, para obtener áreas de implantación planas y de acuerdo a las condiciones de cada obra a construirse.

#### *5.6.4.15 Afectación de la estabilidad del suelo y erosión por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas*

Así como se explicó en el literal anterior, las acciones de desbroce y desalojo para obras de captación, conducción y casa de máquinas pueden provocar inestabilidad en el terreno donde van a ir implantadas dichas obras así como la erosión del mismo por las condiciones climáticas del medio.

#### *5.6.4.16 Alteración física y química del agua causada por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas*

Las acciones de desbroce y desalojo de material podrían generar desechos que alterarían la composición física y química del río Sardinas en caso de llegar a él.

#### *5.6.4.17 Afectación a la fauna por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas*

Las obras de captación, conducción y casa de máquinas ocupan un área de terreno relativamente extensa, por lo que las actividades de desbroce y desalojo en la misma afectarán los ecosistemas y la vida de algunas especies faunísticas que habitaban en ese sector.

#### *5.6.4.18 Afectación a la vegetación por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas*

La extensa área requerida para las obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas requiere el desbroce de una gran cantidad de vegetación y espacios verdes en la zona de proyecto, por lo que este factor ambiental quedará afectado en gran magnitud.

#### *5.6.4.19 Pérdida del valor escénico por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas*

El valor escénico de la zona de proyecto se va a ver afectado por diversos factores, sobre todo si son provocados por los seres humanos, este es el caso de las actividades

de desbroce y desalojo que se realizarán en las obras de captación, conducción y casa de máquinas.

#### *5.6.4.20 Generación de empleo por el desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas*

Para estas acciones se va a requerir personal para realizar el desbroce de las zonas donde estarán implantadas las obras de captación, conducción y casa de máquinas. A su vez, se requerirá personas con una mayor capacitación para las maniobras de desalojo del material hacia las escombreras más cercanas.

#### *5.6.4.21 Cambios en el relieve del terreno por la excavación para cimentación*

Las obras de excavación para cimentar todas las obras de la central cambiarán el relieve del terreno, al requerir superficies lisas para esta actividad.

#### *5.6.4.22 Afectación de la estabilidad del suelo y erosión por la excavación para cimentación*

Dependiendo de la seguridad que se dé a la actividad de cimentación, se puede o no afectar a la estabilidad del suelo.

#### *5.6.4.23 Afectación a la fauna por la excavación para cimentación*

Para las labores de excavación se requiere afectar diversas zonas del proyecto, zonas a las que los animales no podrán ingresar por seguridad y presencia humana. Por lo tanto se los está afectando por la presencia de dichas obras.

#### *5.6.4.24 Afectación a la vegetación por excavación para cimentación*

Para la excavación se extraerán las capas sub superficiales de terreno que tengan presencia vegetal para alcanzar la profundidad requerida de cimentación de cada estructura. A su vez, en los lugares donde se encuentre la misma, no se tendrá presencia de vegetación durante toda la vida útil de la estructura.

#### *5.6.4.25 Presencia de partículas por producción de polvo en la construcción de obras en hormigón*

Durante el proceso de construcción de las obras en hormigón dentro de la central hidroeléctrica, existirá la presencia de polvo en el aire, por el uso de agregados finos y gruesos en la actividad, así como por el acarreo de los mismos.

#### *5.6.4.26 Producción de elementos tóxicos en la atmósfera por la construcción de obras en hormigón*

Los equipos y maquinaria requeridos para la construcción de las obras en el proyecto, al usar combustibles fósiles, generarán emisiones tóxicas que comprenden gases de naturaleza contaminante que se elevan a la atmósfera.

#### *5.6.4.27 Pérdida del valor escénico por la construcción de obras en hormigón*

En un ambiente natural, como es la zona del proyecto Sardinas, generalmente siempre que se implementen obras que no son compatibles con el medio (creadas por el ser humano) se altera el valor escénico de la zona, casi siempre negativamente. En el caso de las obras de hormigón de la central, existirá una pérdida del paisaje al alterar las áreas donde estarán ubicado el proyecto.

#### *5.6.4.28 Generación de empleo por la construcción de obras en hormigón*

La magnitud de obras en hormigón que se deben realizar para la central hidroeléctrica Sardinas es elevada, por lo que implementará una cantidad considerable de mano de obra, especialmente para la etapa de construcción de las obras en hormigón. La cual requiere ser terminada con premura por el costo en transporte de material, salarios de trabajadores, entre otros, en la etapa de construcción del proyecto.

#### *5.6.4.29 Incremento de la inversión y turismo por la construcción de obras en hormigón*

Ante la construcción de las obras civiles en la central, el ingreso de visitantes técnicos, universidades, y personas en general aumenta al tratarse de una nueva obra de aprovechamiento hidroeléctrico. A su vez, se generan nuevas inversiones en el proyecto si este cuenta con el suficiente respaldo técnico y es económicamente viable.

#### *5.6.4.30 Incremento del nivel de ruido por la construcción de obras electromecánicas*

La instalación y posterior funcionamiento de los implementos electromecánicos en toda la central generará un incremento constante del nivel de ruido en toda la vida útil del proyecto.

#### *5.6.4.31 Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por la construcción de obras electromecánicas*

En el proceso de construcción y en el posterior funcionamiento de los equipos electromecánicos de la central se van a emitir elementos tóxicos a la atmósfera lo que podría generar alteraciones a la salud humana y demás seres vivos. Algunos de los gases que se producen en este tipo de obras son: gases de fósforo, nitrógeno, azufre, monóxido de carbono, entre otros.

#### *5.6.4.31 Incremento de inversión y turismo por la construcción de obras electromecánicas*

Así como se describió para la construcción de obras en hormigón, el mismo concepto se aplica en obras electromecánicas, con el inconveniente que la inversión en este tipo de elementos debe ser mucho mayor ya que son equipamientos que se importan del extranjero con costos elevados.

#### *5.6.4.32 Alteración física y química del agua por la producción de energía*

Una vez que la mini central hidroeléctrica se encuentra en etapa de operación, se inicia la producción de energía, y las aguas turbinadas dentro de la misma serán llevadas de nuevo al curso del río; este proceso puede generar alteración en la composición física y química del agua, por la posible contaminación a la que está expuesto el flujo.

#### *5.6.4.33 Incremento del nivel de ruido por la producción de energía*

En la etapa de operación de la mini central, el funcionamiento de los equipos electromecánicos generará un incremento permanente del nivel de ruido durante la vida útil de los mismos.

#### *5.6.4.34 Producción de elementos tóxicos a la atmósfera por la producción de energía*

La producción de energía en general generará emisiones de gases tóxicos hacia la atmósfera, permanentemente mientras la central se encuentre operativa.

#### *5.6.4.35 Generación de empleo por la producción de energía*

Las plazas de empleo generadas por la producción de energía serán en general con plazos largos de trabajo mientras la central siga operativa.

#### *5.6.4.1 Generación eléctrica en la producción de energía*

El objetivo principal de la mini central hidroeléctrica es la generación eléctrica, esto se dará durante su período de operación.

#### *5.6.4.36 Incremento de inversión y turismo por la producción de energía*

Cuando la central este en operación se espera un incremento de visitas hacia la misma y sectores aledaños. Así como el incremento de la inversión en este tipo de proyectos en función de la capacidad de generación que esta central posea y su rentabilidad.

### *5.6.5 Matriz causa-efecto tras un primer juicio*

En las casillas de una matriz de Leopold se indica la importancia y la magnitud del impacto sin embargo en una primera aproximación es conveniente realizar un juicio a priori del valor de cada efecto indicando si es positivo o negativo, y si es negativo indicar si es significativo o no. Los impactos significativos se enjuician como críticos, severos, moderados o compatibles. Este juicio se lo realizará para la matriz cribada, donde los impactos son los que entrarán en el análisis final de impacto ambiental.

*Tabla 5.9. Matriz causa-efecto*

| | ACCIONES | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **DESCRIPCION** | Instalación de campamentos | Transporte de Materiales y Personal | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | Movimiento de tierras en vías de acceso | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | Excavación para Cimentación | Construcción obras en Hormigón | Obras electromecánicas | Producción de energía |
| **FACTORES** | Cambios en el relieve del terreno | -Co | | -M | | -M | -M | | | |
| | Afectación de la estabilidad del suelo y erosión | | | | -M | -S | -S | | | |
| | Alteración física y química del agua | -S | | | | -M | | | | -Co |
| | Incremento del nivel de ruido | | | | -M | | | | -S | -Co |
| | Presencia de partículas por producción de polvo | | | -M | -S | | | -S | | |
| | Producción de elementos tóxicos a la atmósfera | | -Co | -M | | | | -M | -Co | -Co |
| | Afectación a la fauna | -Co | | -Co | | -M | -Co | | | |
| | Afectación a la vegetación | | | -M | | -M | -S | | | |
| | Pérdida del valor escénico | | | | | -S | | -M | | |
| | Generación de empleo | + | | | | + | | + | | + |
| | Generación eléctrica | | | | | | | | | + |
| | Incremento de inversión y turismo | | | | | | | + | + | + |

*Co=Compatible; M= Moderado; S=Severo; Cr= Critico; +=Positivo;-Negativo*

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

***Impacto ambiental Compatible:*** Recuperación inmediata tras el cese de la actividad y no precisa prácticas correctoras.

***Impacto ambiental Moderado:*** La consecución de las condiciones ambientales iniciales requiere tiempo pero no necesita de medias correctoras.

***Impacto ambiental Severo:*** Aquel que la recuperación de las condiciones del medio exige la adecuación de mediad correctoras y aun con esas medidas el medio necesita tiempo para recuperarse.

***Impacto ambiental Crítico:*** La magnitud es superior al umbral aceptable. Perdida permanente de la calidad de las condiciones ambientales, sin posible recuperación, incluso con adopción de medidas correctoras.

## 5.7 Valoración cualitativa de impactos o cálculo de la importancia

En las técnicas de valoración cualitativa se valoran los impactos de forma subjetiva, aunque el resultado sea numérico, una serie de cualidades de los impactos de cada una de las alternativas, asignando valores prefijados según esa cualidad sea alta, media o baja. La razón de llamar valoración cualitativa es que refleja de alguna manera la importancia *(Im)* del impacto, midiendo la trascendencia de la acción sobre el factor alterado, mediante determinados atributos.

Se puede realizar una valoración cualitativa simple o completa. En este caso se utilizará una evaluación cualitativa completa que considera las siguientes características de análisis:

**Signo**

Puede ser positivo o negativo según el efecto del impacto sea beneficioso o perjudicial.

- ***Positivo:*** Aquel admitido como tal en el contexto de un análisis completo de costes, beneficios genéricos y de las externalidades de actuación completada.
- ***Negativo:*** Se traduce en pérdidas de valor naturístico, estético-cultural, paisajístico, aumento en perjuicios generados por contaminación y riesgos ambientales y sociales.

**Acumulación**

Pueden valorarse como simples, acumulativos y sinérgicos.

- ***Simple:*** Se manifiesta sobre un solo componente ambiental y de acción individualizada, sin consecuencias en nuevos efectos, acumulación o su sinergia.
- ***Acumulativo:*** Aquel que al incrementarse en el tiempo la acción del agente inductor incrementa su gravedad.
- ***Sinérgico:*** Cuando el efecto conjunto de la presencia simultánea de varios agentes supone una incidencia ambiental mayor que el efecto suma de las incidencias individuales contempladas aisladamente.

**Extensión**

La extensión se valora de acuerdo al espacio de aplicación de la acción. Esta puede catalogarse como: Puntual, Parcial, Extenso, Total o Crítica.

**Intensidad**

Se clasifican en intensidad total, notable, media y mínima.

- ***Total:*** Destrucción completa
- ***Notable***: Destrucción elevada
- ***Media:*** Destrucción pequeña
- ***Mínima:*** Destrucción muy pequeña

**Recuperabilidad**

- ***Recuperable:*** Supone que la alteración puede eliminarse, bien por acción natural, humana o ser reemplazable.
- ***Irrecuperable:*** La alteración supone es imposible de reparar o restaurar, tanto por acción natural como por la humana

En ocasiones se puede catalogar a un efecto como *mitigable* si la alteración puede paliarse o mitigarse mediante medidas preventivas; y *fugaz* cuando la recuperación es inmediata sin medidas correctoras.

**Reversibilidad**

Habla de procesos naturales y de medio plazo. Es decir, que de forma natural, al cesar la acción, el medio es capaz de eliminar el efecto antes de cinco años.

- ***Reversibles:*** La alteración supone ser asimilada por el entorno a mediano plazo, debido a procesos naturales de la sucesión ecológica y mecanismos de autodepuración del medio.
- ***Irreversible:*** Supone la imposibilidad de ratonar, por medios naturales, a la situación anterior a la acción que se produce.

**Momento**

Se considera el momento en el que se produce el efecto respecto a la acción. Es decir su incidencia en el tiempo. Estos pueden ser:

- ***Inmediato:*** Cuando el impacto se ha producido en un tiempo cero
- ***Corto plazo:*** Si el efecto se produce en menos de un año.
- ***Mediano plazo:*** Si el efecto se tarde en manifestarse entre 1 y 5 años.
- ***Largo plazo:*** Si el efecto trata de manifestarse en más de 5 años

**Persistencia**

Trata de las características del impacto con relación al tiempo.

- ***Fugaz:*** Alteración que solo se registra al momento de aplicado la acción y se manifiesta en ese mismo instante y no persiste en el tiempo.
- ***Temporal:*** Alteración no permanente en el tiempo, con un plazo temporal de manifestación que puede estimarse o desestimarse.
- ***Permanente:*** Supone una alteración indefinida en el tiempo de factores ambientales predominantes en el lugar.

**Periodicidad**

La periodicidad de un efecto puede catalogarse como:

- ***Aperiódico o discontinuo:*** Cuando el impacto no es constante en el tiempo.
- ***Periódico:*** El impacto tiene una duración por un periodo determinado en el tiempo.
- ***Continuo:*** El impacto permanece perenne en el tiempo.

**Efecto**

Puede dividirse en efectos directos o indirectos.

- ***Directos:*** Tiene una incidencia inmediata en algún aspecto ambiental.
- ***Indirectos:*** Aquel que no supone una incidencia inmediata respecto a la interdependencia, o en general respecto a la relación de un sector ambiental con otro.

### *5.7.1 Valoración cualitativa de impactos según Garmendia*

La valoración cualitativa completa se la realiza en función de la Matriz de Garmendia con valores asignados a las características de cada impacto.

*Tabla 5.10. Matriz de Garmendia para valoración cualitativa de impactos.*

| VALORACION CUALITATIVA COMPLETA DE GARMENDIA | | | |
|---|---|---|---|
| **Ptos.** | **SIGNOS** | **Ptos.** | **ACUMULACION (A)** |
| **±** | Impacto Beneficioso | **1** | Simple |
| | Impacto Perjudicial | **3** | Acumulativo |
| | **EXTENSION (E)** | **6** | Sinergico |
| **1** | Puntual | | **INTENSIDAD (In)** |
| **2** | Parcial | **1** | Baja |
| **4** | Extenso | **4** | Media |
| **6** | Total | **4** | Alta |
| | **PERSISTENCIA (P)** | **6** | Muy Alta |
| **1** | Fugaz | **10** | Total |
| **2** | Temporal | | **REVERSIBILIDAD (Rv)** |
| **4** | Permanente | **1** | Corto plazo |
| | **RECUPERABILIDAD (Rc)** | **2** | Medio plazo |
| **1** | Inmediata | **3** | Largo plazo |
| **2** | A medio plazo | **4** | Irreversible |
| **4** | Mitigable | | **PERIODICIDAD (Pr)** |
| **6** | A largo plazo | **1** | Aperiodico o discontinuo |
| **8** | Inrrecuperable | **2** | Periodico |
| | **MOMENTO (Mo)** | **4** | Continuo |
| **1** | Largo plazo | | **EFECTO (Ef)** |
| **2** | Medio plazo | **3** | Directo |
| **4** | Inmediato | **2** | Indirecto secundario |
| **mas 4** | Critico | **1** | Indirecto terceario |
| **IMPORTANCIA ( Im)** | | | |
| $Im = \pm(A + E + In + P + Rv + Rc + Pr + Mo + Ef)$; MINIMO $= 9$; MAXIMO $= 57$ | | | |
| $IN = \pm(ABS(Im) - MIN)/(MAX - MIN)$ | | | |

*Fuente: Evaluación de Impacto Ambiental, Alfonso Garmendia.*

La importancia del impacto *(I)* se la define mediante la fórmula enunciada en la parte inferior de la tabla anterior, al igual que la importancia normalizada *(IN)*. Generalmente se normaliza la fórmula para lograr que los resultados de las distintas alternativas se contrasten y se pueda comparar de mejor manera.

La matriz de importancia realizada con el metododo de Garmendia se la puede encontrar en su totalidad en la sección Anexos de la presente disertación. Sin embrago, una matriz resumen de los valores de la Importancia *(I)* de cada impacto se muestra a continuación en la Tabla No 5.11: al igual que los valores de Importancia Normalizada *(IN)* en la Tabla No 5.12:

*Tabla 5.11. Matriz de Leopold con valores de Importancia (I)*

| | | ACCIONES | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **DESCRIPCION** | Instalación de campamentos | Transporte de Materiales y Personal | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | Movimiento de tierras en vías de acceso | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | Excavación para Cimentación | Construcción Obras en Hormigón | Obras electromecánicas | Producción de energía |
| **FACTORES** | Cambios en el relieve del terreno | -26 | | -21 | | -21 | -21 | | | |
| | Afectación de la estabilidad del suelo y erosión | | | | -17 | -13 | -15 | | | |
| | Alteración física y química del agua | -18 | | | | -11 | | | | -20 |
| | Incremento del nivel de ruido | | | | -21 | | | | -13 | -22 |
| | Presencia de partículas por producción de polvo | | | -18 | -16 | | | -23 | | |
| | Producción de elementos tóxicos a la atmósfera | | -16 | -13 | | | | -13 | -13 | -21 |
| | Afectación a la fauna | -17 | | -17 | | -14 | -12 | | | |
| | Afectación a la vegetación | | | -27 | | -27 | -22 | | | |
| | Pérdida del valor escénico | | | | | -20 | | -23 | | |
| | Generación de empleo | 21 | | | | 18 | | 20 | | 25 |
| | Generación eléctrica | | | | | | | | | 39 |
| | Incremento de inversión y turismo | | | | | | | 13 | 18 | 29 |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

*Tabla 5.12. Matriz de Leopold con valores de Importancia Normalizada (IN)*

| | ACCIONES EN EL PROYECTO | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FACTORES AMBIENTALES | **DESCRIPCION** | Pesos relativos | Instalación de campamentos | Transporte de Materiales y Personal | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | Movimiento de tierras en vías de acceso | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | Excavación para Cimentación | Construcción Obras en Hormigón | Obras electromecánicas | Producción de energía | Σ Factores ambientales |
| | Cambios en el relieve del terreno | 80 | -0.646 | | -0.625 | | -0.625 | -0.625 | | | | -201.67 |
| | Afectación de la estabilidad del suelo y erosión | 110 | | | | -0.542 | -0.458 | -0.500 | | | | -165.00 |
| | Alteración física y química del agua | 100 | -0.458 | | | | -0.417 | | | | -0.521 | -139.58 |
| | Incremento del nivel de ruido | 55 | | | | -0.541 | | | | -0.458 | -0.458 | -80.21 |
| | Presencia de partículas por producción de polvo | 55 | | | -0.563 | -0.438 | | | -0.500 | | | -82.50 |
| | Producción de elementos tóxicos a la atmósfera | 60 | | -0.438 | -0.458 | | | | -0.458 | -0.458 | -0.458 | -136.25 |
| | Afectación a la fauna | 70 | -0.438 | | -0.438 | | -0.479 | -0.438 | | | | -125.42 |
| | Afectación a la vegetación | 120 | | | -0.750 | | -0.750 | -0.521 | | | | -242.500 |
| | Pérdida del valor escénico | 50 | | | | | -0.604 | | -0.667 | | | -63.54 |
| | Generación de empleo | 80 | 0.250 | | | | 0.188 | | 0.229 | | 0.333 | 80.00 |
| | Generación eléctrica | 160 | | | | | | | | | 0.625 | 100.00 |
| | Incremento de inversión y turismo | 60 | | | | | | | 0.083 | 0.188 | 0.417 | 41.25 |
| | Σ Acciones en el proyecto | 1000 | -108.125 | -26.250 | -229.063 | -113.438 | -280.833 | -198.125 | -65.000 | -41.458 | 46.875 | |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

Cada uno de los impactos se los puede clasificar de acuerdo a su importancia normalizada. Según la significancia como ya habíamos visto anteriormente los impactos ambientales se los puede dividir en Irrelevantes, Moderados, Severos o Críticos.

A continuación se presenta una tabla de clasificación de los impactos por medio de su significancia de acuerdo de los valores de (IN) obtenidos:

*Tabla 5.13. Clasificación de impactos por medio de su significancia.*

| **SIGNIFICANCIA** | **IN** |
|---|---|
| **IRRELEVANTE** | 0-0,25 |
| **MODERADO** | 0,25-0,50 |
| **SEVERO** | 0,50-0,75 |
| **CRITICO** | 0,75-1,00 |

*Fuente: Significancia de impactos, Apuntes de clase "Impacto Ambiental", PUCE*

*Tabla 5.13. Significancia de impactos ambientales.*

| | ACCIONES EN EL PROYECTO | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FACTORES AMBIENTALES | **DESCRIPCION** | Pesos relativos | Instalación de campamentos | Transporte de Materiales y Personal | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | Movimiento de tierras en vías de acceso | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | Excavación para Cimentación | Construcción Obras en Hormigón | Obras electromecánicas | Producción de energía | Σ Factores ambientales |
| | Cambios en el relieve del terreno | 80 | -0.646 | | -0.625 | | -0.625 | -0.625 | | | | -201.67 |
| | Afectación de la estabilidad del suelo y erosión | 110 | | | | -0.542 | -0.458 | -0.500 | | | | -165.00 |
| | Alteración física y química del agua | 100 | -0.458 | | | | -0.417 | | | | -0.521 | -139.58 |
| | Incremento del nivel de ruido | 55 | | | | -0.541 | | | | -0.458 | -0.458 | -80.21 |
| | Presencia de partículas por producción de polvo | 55 | | | -0.563 | -0.438 | | | -0.500 | | | -82.50 |
| | Producción de elementos tóxicos a la atmósfera | 60 | | -0.438 | -0.458 | | | | -0.458 | -0.458 | -0.458 | -136.25 |
| | Afectación a la fauna | 70 | -0.438 | | -0.438 | | -0.479 | -0.438 | | | | -125.42 |
| | Afectación a la vegetación | 120 | | | -0.750 | | -0.750 | -0.521 | | | | -242.500 |
| | Pérdida del valor escénico | 50 | | | | | -0.604 | | -0.667 | | | -63.54 |
| | Generación de empleo | 80 | 0.250 | | | | 0.188 | | 0.229 | | 0.333 | 80.00 |
| | Generación eléctrica | 160 | | | | | | | | | 0.625 | 100.00 |
| | Incremento de inversión y turismo | 60 | | | | | | | 0.083 | 0.188 | 0.417 | 41.25 |
| | Σ Acciones en el proyecto | 1000 | -108.125 | -26.250 | -229.063 | -113.438 | -280.833 | -198.125 | -65.000 | -41.458 | 46.875 | |

*Fuente: Andrés Heredia, Anastassia Andrade*

## 5.8 Caracterización del proyecto hidroeléctrico Sardinas

La caracterización de un proyecto en el Estado Ecuatoriano se lo hace en función de 3 categorías A, B, C. Para caracterizar a un proyecto de cualquier índole en primer lugar se debe verificar si este se encuentra incluido en la lista taxativa del MAE (Ministerio de Ambiente del Ecuador). Básicamente la lista taxativa es un documento que enumera los tipos de proyectos que deben ser sometidos o no a una Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) dependiendo si estos se encuentran dentro de las listas inclusivas o exclusivas correspondientes.

Los proyectos que comprenden la construcción y operación de Centrales Hidroeléctricas se encuentran dentro de la lista taxativa de inclusión por eso la importancia de realizar una evaluación de impacto ambiental.

Si el proyecto se encuentra dentro de esta lista taxativa es indispensable conocer a que categoría pertenece, mediante un formulario otorgado por el MAE con 10 aspectos a tomarse en cuenta. Para el efecto de categorizar un proyecto se valoran los 10 aspectos cada uno con 3 o 4 parámetros definidos con sus respectivos puntajes de 0 a 3 sin superar este límite. Una vez realizada la caracterización el MAE notifica al proponente sobre la categoría a la que dicho proyecto pertenece.

Los puntajes a tomarse en cuenta para cada categoría son los siguientes:

*Tabla 5.14. Puntaje y caracterización de proyectos.*

| Puntaje | Categoría | Descripción |
|---|---|---|
| 0-10 | A | Bajo riesgo ambiental, no produce IA significativos, no requiere EIA, requiere ficha ambiental y PMA. |
| 11-20 | B | Moderado riesgo ambiental, medidas de prevención no muy complejas, generan IA pero con medidas no muy complejas, requiere EIA y Licencia Ambiental. |
| 21-30 | C | Alto riesgo ambiental, IA significativos con medidas específicas y complejas, requiere EIA y Licencia Ambiental. |

*Fuente: Apuntes de clase, PUCE, "Impacto Ambiental"*

### *5.8.1 Formulario de categorización de proyectos - MAE*

El formulario MAE con sus respectivas categorías y puntajes se presenta a continuación para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas:

*Tabla 5.15. Formulario MAE para caracterización de proyectos.*

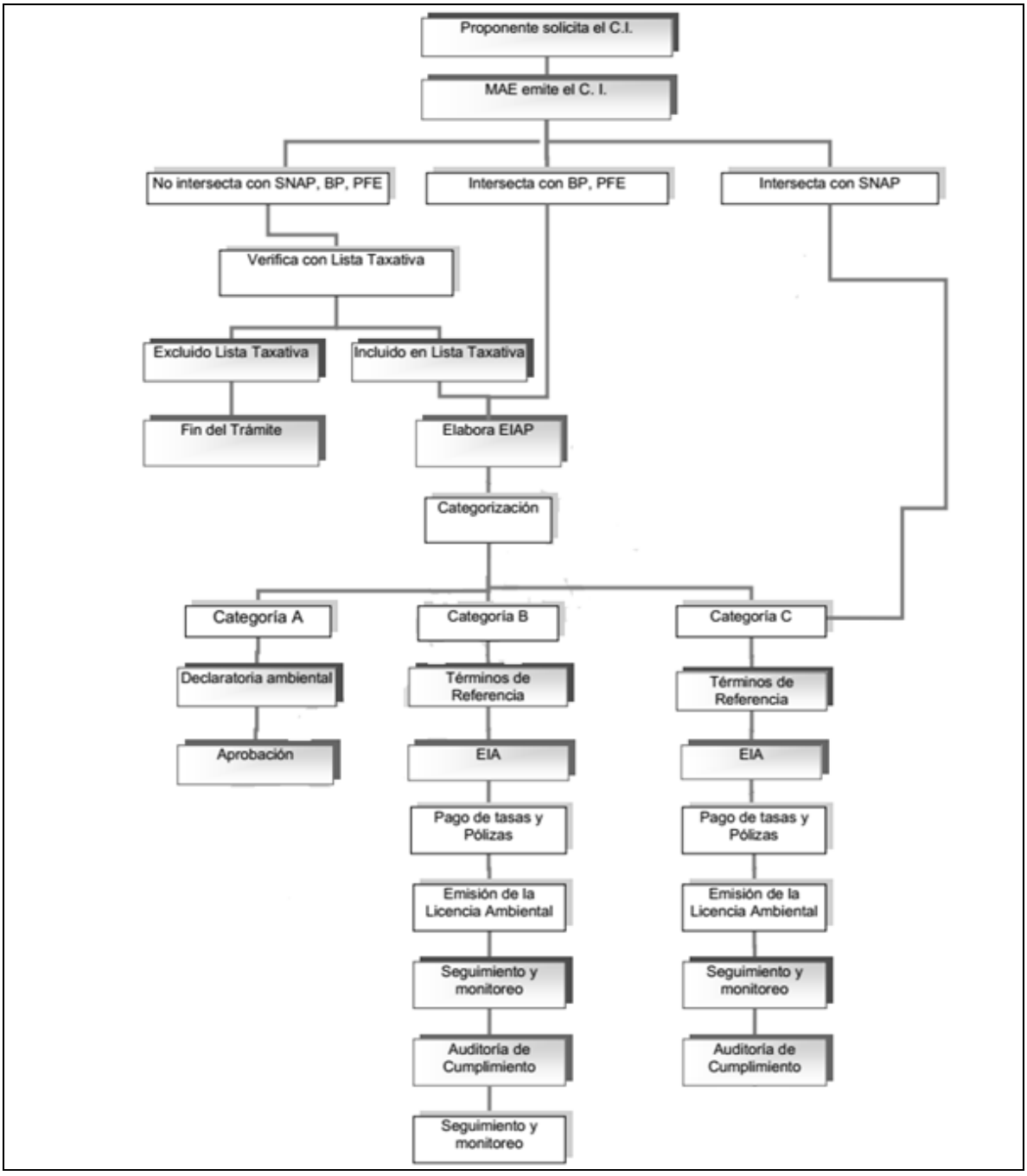
| Parámetros | Niveles | Valor Calculado | Observaciones |
|---|---|---|---|
| **1. Nivel de conservación de los ecosistemas** | | | |
| Zonas Urbanas | 0 | | |
| Zonas rurales muy intervenidas | 1 | | |
| Zonas con relictos de vegetación nativa secundaria | 2 | • | |
| Bosque intervenido, bosque nativo y ecosistemas frágiles, Hot spots, sitios Ramsar, AICAS. | 3 | | |
| | | | |
| **2. Presencia de Vida silvestre** | | | |
| Especies comunes de pequeño tamaño | 1 | | |
| Especies de tamaño medio y de menor riesgo | 2 | • | |
| Especies de mayor tamaño, endémicas, en peligro de extinción y amenazadas | 3 | | |
| | | | |
| **3. Intersección con Áreas Protegidas** | | | |
| Proyectos fuera del SNAP. BP y PFE | 1 | | |
| Proyectos en BP y PFE* | 2 | | |
| Proyectos dentro del SNAP* | 3 | • | |
| | | | |
| **4. Alteración del paisaje** | | | |
| Proyectos de recuperación paisajística | 0 | | |
| Proyectos compatibles con el paisaje circundante | 1 | | |
| Alteración mínima del paisaje circundante | 2 | • | |
| Fuerte alteración de la calidad paisajística | 3 | | |
| | | | |
| **5. Generación de desechos (Sólidos, Líquidos y gaseosos)** | | | |
| No existe generación de desechos, descargas o emisiones | 0 | | |
| Desechos no peligrosos orgánicos e inorgánicos | 1 | | |
| Generación de desechos bajo norma** | 2 | • | |
| Generación de desechos peligrosos | 3 | | |
| | | | |
| **6. Significancia de Impactos Ambientales** | | | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| No se generan impactos al ambiente (Proyectos de Recuperación Ambiental) | 0 | | |
| Impactos Ambientales no significativos | 1 | | |
| IA poco significativos o de fácil remediación | 2 | • | |
| IA significativos o aplicación de medidas complejas | 3 | | |
| | | | |
| **7. Legislación y normativa ambiental** | | | |
| Cumplimiento de los parámetros ambientales establecidos sin implementación de obras ambientales | 1 | | |
| Cumplimiento de los parámetros ambientales y de la normativa complementaria | 2 | • | |
| Presunción de incumplimiento de parámetros ambientales nacionales, locales y normativa complementaria | 3 | | |
| | | | |
| **8. Niveles de aceptabilidad social** | | | |
| Apoyo al proyecto por parte de la comunidad involucrada | 0 | | |
| Existe criterio dividido en la comunidad o se mantiene indiferente | 1 | • | |
| Rechazo evidente de la comunidad | 2 | | |
| Conflicto evidente con la comunidad | 3 | | |
| | | | |
| **9. Territorios indígenas** | | | |
| No se encuentra en territorios indígenas | 1 | • | |
| El proyecto se encuentra parcialmente en territorios indígenas | 2 | | |
| El proyecto está totalmente en territorios indígenas ancestrales | 3 | | |
| | | | |
| **10. Restos Arqueológicos** | | | |
| No se han encontrado evidencias de restos arqueológicos | 0 | • | |
| Existen ciertas evidencias de asentamientos ancestrales con un impacto bajo del proyecto | 1 | | |
| Evidencia concreta de asentamientos ancestrales en la zona del proyecto y que pueden ser afectados, se prevé un impacto medio del proyecto. | 2 | | |
| Ruinas arqueológicas importantes y de conservación in – situ, se prevé alto impacto del proyecto. | 3 | | |

*Fuente: Formulario MAE, Clasificación de proyectos por puntaje, Apuntes de clase "Impacto Ambiental", PUCE*

La sumatoria de los puntos son 17, por lo que correspondería a un proyecto de categoría B. A su vez el MAE propone el siguiente cuadro que guía la caracterización de un proyecto. Como se observó en el formulario anterior, el proyecto Sardinas interseca con el Sistema Natural de Áreas Protegidas (SNAP) en un pequeño porcentaje, por lo que inmediatamente se lo categoriza como un Proyecto C. Es así que el Proyecto Sardinas por intersecar con un SNAP inmediatamente se lo determina como Proyecto Categoría C.

*Figura 5.8. Proceso de licenciamiento ambiental MAE*




*Fuente: Ministerio del Ambiente, Proceso de Licenciamiento Ambiental. Web: http://web2.congope.gob.ec/ambiente/sites/default/files/files/normativa/INSTRUCTIVO%20DE%20LICENCIAMIENTO%20AMBIENTAL.pdf*

## 5.9 Plan de manejo ambiental (PMA) para las fases de construcción y operación del proyecto hidroeléctrico Sardinas

El Plan de Manejo Ambiental (PMA) es el resultado final del proceso de evaluación de los impactos ambientales y presenta las medias de prevención, reducción, remediación, mitigación, compensación de los impactos analizados, enmarcados en una serie de programas que se debe cumplir por el constructor. Existen 8 programas que se deben cumplir:

- Programa de Prevención y Mitigación de Impactos
- Programa de Manejo de Desechos
- Programa de Contingencias y Riesgos
- Programa de Capacitación Ambiental
- Programa de Seguridad Industrial y Salud Ocupacional
- Programa de Participación Ciudadana
- Programa de Restauración
- Programa de Monitoreo Ambiental

### *5.9.1 Objetivos del PMA*

- Mitigar, reducir, compensar o remediar los posibles impactos ambientales que se generen por la realización del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas.
- Buscar las mejores formas de realizar el proyecto para que los impactos ambientales negativos sean eliminados o minimizados y los beneficios ambientales sean incrementados.

- Mejorar en técnica y tiempo de realización los trabajos a realizar en las fases de construcción y operación de la Central Hidroeléctrica. De esta manera se conseguirá una reducción en los efectos que estos trabajos tengan sobre el medio ambiente que los rodea y a su vez que los trabajos se los realice de una forma armónica entre lo técnico y lo ambiental.

### *5.9.2 Programas del PMA*

#### *5.9.2.1 Programa de Prevención y Mitigación de Impactos*

El objetivo de este programa es determinar las medidas técnicas, operativas y administrativas para prevenir, evitar y reducir los impactos ambientales negativos en la construcción, operación y mantenimiento. Los procedimientos que se puedan implementar en este plan son de gran importancia para atenuar los impactos negativos y mejorar el proceso constructivo y operacional.

El programa de Prevención y Mitigación para el Proyecto Sardinas se detalla a continuación con sus respectivos subprogramas:

- **Construcción de Campamentos y Oficinas:** Se construirán campamentos en zonas que no estén muy cercanas a los centros poblados de Sardinas para evitar perturbación a la gente residente en la zona. Las oficinas y campamentos deberán disponer de los servicios básicos y el espacio físico necesario para albergar a los trabajadores y personas que laboran en el proyecto por el tiempo de construcción y operación. La disposición de desechos se lo realizará en zonas destinadas para ese fin, con cubierta y a una distancia necesaria para evitar molestias. Los desechos líquidos pueden ser dirigidos a fosas sépticas y evitar una descarga directa al Río sardinas. para

Se dispondrán de bodegas amplias para guardar maquinaria y herramientas menores a utilizarse.

- **Programas detallados de trabajo:** Elaborar programas para organizar tiempos de trabajo y cronogramas de actividades diarios.
- **Programa de prevención de la contaminación de aguas y suelos:** Destinar lugares o zonas limitadas para la ubicación de material desechado por procesos constructivos. Aguas utilizadas en la construcción serán enviadas a piscinas de tratamiento de aguas para evitar descargas directas al Río Sardinas. Se debe realizar un cronograma detallado de sistemas de recolección de desechos sólidos y líquidos para q no permanezcan por tiempo indefinido en el lugar.
- **Programa de prevención de afectación a flora y fauna:** Para evitar la pérdida de vegetativa se dispondrán de zonas delimitadas para controlar el retiro de la vegetación en área de construcción. El material vegetal de corte será dispuesto lateralmente para recomponer en lo posible la capa vegetal de otros lugares donde fue realizado el desbroce. El material vegetal no utilizado no podrá ser quemado de ninguna manera.

  La fauna acuática será protegida evitando la descarga directa de desechos líquidos al agua. Se dispondrán de piscinas en especial para aceites y aguas para concreto con alta cantidad de químicos.
- **Programa de delimitación del área de trabajo:** Se dispondrá de señalización para evitar que las zonas de trabajo no afecten más de lo convenido en especial a zonas con capa vegetal. Se dispondrán de casetas

para evitar el ingreso de gente particular al proyecto y lugares de construcción.

- **Programa de mitigación de ruidos:** El constructor pondrá a disposición equipos de protección auditiva de acuerdo a la actividad que realice el trabajador. Se realizarán pruebas y mediciones de ruidos en la zona periódicamente para controlar niveles elevados.
- **Programa de mitigación de impactos por captación de caudales:** Se controlará el flujo de al menos el caudal ecológico en el rio Sardinas con el mantenimiento periódico de las obras de captación y evitando un exceso en la captación del agua. Las descargas deben estar controladas para restituir el mismo caudal captado posterior a la generación hidroeléctrica.

#### *5.9.2.2 Programa de Manejo de Desechos*

Este programa tiene como principal objetivo realizar un adecuado manejo de desechos sólidos, líquidos, escombros que se generan por el proceso constructivo de la Central Hidroeléctrica así también por los desechos generados por el proceso operacional ya en la fase de operación del proyecto.

Con este plan se pretende de alguna manera eliminar, prevenir o minimizar los impactos ambientales producidos por la generación de desechos.

**Programa de mitigación:** Los desechos que usualmente son generados en este tipo de proyectos serán los provenientes de los procesos constructivos. Los desechos pueden ser:

- Aceites
- Chatarra
- Trapos viejos

- Cartones
- Aguas con alto contenido químico
- Desechos orgánicos
- Desechos inorgánicos

Para mitigar el impacto sobre el medio ambiente se recomienda ubicar puntos para depósito de este tipo de desechos. Se dispondrán de tanques para depositar aceites provenientes de las maquinarias, y contenedores para desechos comunes en zonas destinadas para este objetivo, que no intervengan en los procesos de trabajo ni que generen afección a la salud de pobladores de la zona ni trabajadores. Se recomienda separar los desechos y realizar recorridos de recolección programados para que evitar acumulación.

Se controlará las descargas directas al río o afluentes. Se capacitará a los trabajadores para evitar que ellos viertan desechos al agua o lugares no destinados para este fin.

Para desechos orgánicos se dispondrá de contenedores y se priorizará la separación de desechos inorgánicos y orgánicos.

#### *5.9.2.3 Programa de Contingencias y Riesgos*

El objetivo de este plan es el de ayudar al personal de toda índole envuelto en la realización del proyecto a responder rápida y eficazmente frente a la aparición de cualquier evento que genere riesgos a la salud humana, instalaciones físicas, maquinaria y el ambiente. Mediante este plan se pretende describir y planificar la respuesta de los obreros al igual que proponer una programación de obra adecuada.

**Plan de circulación en obra:** La circulación se la debe realizar siguiendo la señalización y por las zonas de circulación e ingresos peatonales.

**Plan para Maquinaria:** La maquinaria deberá transitar por las vías destinadas para este fin. No se deberá llevar personal en las partes externas de las maquinas. Se dispondrá de sirenas para el funcionamiento en reversa y evitar accidentes. La maquinaria deberá respetar los niveles de velocidad establecidos en la señalética.

**Plan para electricidad:** Se deberá reportar el mal funcionamiento de cualquier artefacto eléctrico, de baja, media o alta tensión. Las reparaciones que se realicen en la zona de obra deberán hacerse por medio de personal calificado. Las conexiones siempre tienen que estar en buen estado, mediante un control rutinario, en especial en lugares como las oficinas y campamentos.

**Plan para herramientas:** Llevar y utilizar las herramientas solo cuando se las requiera. El personal debe estar capacitado para la utilización de las herramientas y siempre precautelando la seguridad del que la maneja.

**Plan de protección personal:** El personal que estará a cargo de cada una de las actividades en el proyecto estará dotado de equipo adecuado para precautelar su integridad física y que este dentro de las normas de seguridad industrial. Se deberá realizar inspecciones de manera rutinaria efectuadas por la fiscalización para asegurar el uso de los equipos adecuadamente al igual que recomendar el uso del equipo mas adecuado si fuera necesario.

Las capacitaciones y charlas de información deben ser reglamentarias para los obreros para hacerles conocer de su equipo personal y de los peligros a los que pueden incurrir si existe un uso indebido. Los equipos de protección personales deben ajustarse perfectamente a las condiciones de movilidad de los trabajadores.

**Plan de evacuación:** El plan de evacuación se basará en destinar un lugar de concentración en caso de sucederse una emergencia. Se instalarán alarmas que

notifiquen la anormalidad en la zona del proyecto. En caso de emergencias como incendio, se capacitará al personal para combatirlo y notificar a los cargos superiores de requerirlo. Se conformarán grupos de apoyo y líderes para hacer más ágil la evacuación en el momento que se lo requiera al igual de incentivar a simulacros.

#### *5.9.2.4 Plan de Restauración*

El plan de Restauración tiene como objetivo reestablecer los componentes ambientales afectados en las acciones efectuadas en el proyecto. Comprende la rehabilitación de las áreas que sufran un impacto significativo. La restauración se puede hacer en diferentes campos como son:

**Vías de acceso:** Una vez concluidas las obras de acceso a las obras civiles del proyecto se pretende reconformar el terreno aledaño a la vía mediante una nivelación, revisar la existencia de estancamiento de agua o de desechos en las márgenes de las vías.

**Erosión en el suelo:** Se propone descompactar el suelo y aflojarlo para que quede apto para plantaciones de plantas nativas del lugar. Si se requiere utilizar el suelo, se puede incorporar abono orgánico para hacerlo fértil. Se propondrán acciones de reforestación en las zonas aledañas principalmente a la conducción

**Cuerpos de agua y vegetación:** Se dispondrá de un tiempo de recuperación y de reoxigenación del Río Sardinas terminado el proceso de construcción. Ser dejará la pendiente natural del Río en el tramo comprendido aguas debajo de la captación con el objetivo que el agua cumpla su proceso de aireación natural y así evitar pérdida de fauna acuática.

#### *5.9.2.5 Programa de Participación Ciudadana*

Dentro de este programa se establecen canales de comunicación entre la empresa que promueve el proyecto y la población vecina a las obras; de esta manera se logra informar a la comunidad sobre aspectos relevantes del proyecto, brindar programas de capacitación a las comunidades y personal que será empleado en la obra y a su vez se podrá tomar en cuenta los criterios y observaciones de los habitantes de comunidades que estén ubicadas dentro del área de influencia directa del proyecto.

Este programa es necesario, porque durante las etapas de construcción, operación y mantenimiento del proyecto se producirán impactos ambientales (positivos y negativos) dentro de las áreas aledañas al mismo, siendo los principales afectados la población que ahí habite. Por ello, se debe tomar en cuenta las necesidades de las comunidades para que ellos se sientan parte del proceso y el proyecto no se vea afectado por su falta de apoyo.

Algunas de las actividades que este programa presenta se enumeran a continuación:

**Reuniones de información y de consultas comunitarias a la población:** estas actividades deben ser iniciadas en la etapa de estudios del proyecto, informando a los propietarios de los terrenos donde se va a construir la obra sobre el proyecto, y sobre posible ocupación temporal mientras dure la construcción de la central.

Cabe recalcar que las reuniones informativas deben contar con la participación de todos los afectados así como la presencia de gremios económicos, promotores del proyecto, autoridades civiles, medios de comunicación y la comunidad en general.

**Programas de indemnización:** informar a las personas afectadas por el uso de su propiedad y daño al mismo por efecto del proyecto sobre los pagos de indemnizaciones.

**Cursos de capacitación:** dirigidos a las comunidades vecinas al proyecto, su objetivo es la capacitación ante la presencia de incendios, derrames, entre otros siniestros que la central podría ocasionar, y como estas personas deben actuar ante ellos.

**Comité de seguimiento:** se creará un comité en conjunto con los habitantes, autoridades y delegados del proyecto para asegurar que la participación ciudadana sea permanente mientras el proyecto se encuentre en fases de estudio, construcción y operación.

#### *5.9.2.6 Programa de Capacitación Ambiental*

El objetivo de este plan es fortalecer los conocimientos y la conciencia ambiental en los trabajadores de la obra y en las comunidades cercanas. De esta manera los trabajadores estarán en posición de aplicar el Plan de Manejo Ambiental para el proyecto.

Este programa se lo realiza mediante talleres de capacitación, donde el responsable será el promotor del proyecto y estará dirigido al personal técnico y trabajadores en general así como a la población del área de influencia. De esta manera todas las personas afectadas estarán al tanto de las obligaciones y normativas nacionales y locales deben ser cumplidas.

Dentro del programa se impartirán los siguientes talleres:

**Curso de aplicación del Plan de Manejo Ambiental:** dichos talleres serán realizados mediante conferencias sobre cómo aplicar el Plan de Manejo Ambiental, se entregará la documentación necesaria a los participantes.

**Cursos de normas de salud e higiene:** para que los trabajadores conozcan la normativa de salud y seguridad y sepan aplicarla de la mejor manera a nivel institucional.

**Cursos de primeros auxilios:** dirigido a los trabajadores para que sean capaces de brindar auxilio en caso de emergencia hasta que la atención médica llegue.

**Capacitación para el uso de maquinaria:** dirigido a los trabajadores de la central, para asegurar el correcto uso de los equipos durante la construcción de la central.

El período de duración del programa de capacitación ambiental comprende las etapas de construcción y operación de la central hidroeléctrica Sardinas.

#### *5.9.2.7 Programa de Seguridad Industrial y Salud Ocupacional*

Dentro de este programa se busca identificar los riesgos para la salud y la seguridad de los trabajadores, para prevenir y reducir los accidentes y enfermedades en el trabajo.

Para la prevención de enfermedades se buscará que todos los trabajadores se encuentren saludables y físicamente hábiles. Se realizarán sesiones de capacitación sobre salud y seguridad ocupacional.

En el marco de la seguridad laboral se realizarán las siguientes actividades:

**Implemento de señalización:** determinación de zonas de trabajo dentro del campamento y de la obra, para precautelar la seguridad.

**Simulación y entrenamiento:** para indicar a los trabajadores como deben comportarse en caso de emergencia laboral.

**Programa de salud:** el cual debe estar permanentemente en ejecución.

**Normas de emergencia:** verificación de su cumplimiento en forma permanente dentro de las áreas de trabajo.

#### *5.9.2.8 Programa de monitoreo ambiental*

El programa de monitoreo ambiental permite controlar las variables ambientales y cómo estas se van alterando por estar afectadas por el proyecto.

Una parte importante es la verificación del cumplimiento de las normativas ambientales en todas las actividades y fases de la construcción.

Dentro del programa de monitoreo ambiental se destacan los siguientes planes de monitoreo:

**Monitoreo de ruido:** consiste en la medición del incremento del ruido mediante sonómetros integradores o analizadores de espectro, este proceso es muy importante en la fase de operación de la central, ya que el mayor nivel de ruido se originará en la generación eléctrica de la central.

**Monitoreo del agua:** se tomarán muestras de agua para análisis de laboratorio, y determinar la incidencia de la central en el curso del río Sardinas; los límites de aguas negras y grises que deberán estar sujetos a monitoreo constante, deben cumplir con los límites establecidos en la siguiente Tabla 5.16:

*Tabla 5.16. Límites para Descargas de Aguas Negras y Grises a Cuerpos de Agua Dulce*

| **Parámetro** | **Expresado como** | **Unidad** | **Límite máximo permisible** |
|---|---|---|---|
| Potencial hidrógeno | pH | ---- | 5<pH<9 |
| Temperatura | °C | ---- | < 35 |
| Coliformes fecales | NMP/100ml | --- | Remoción > al 99.9%* |
| Demanda Química de Oxígeno | DQO | mg/l | 250 |
| Cloro activo | Cl | mg/l | 0.5 |
| Aceites y grasas | Sustancias solubles en hexano | mg/l | 0.3 |

*Fuente: MAE, tabla 12. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce. Libro VI, Anexo 1. Texto Unificado de la Legislación Ambiental Secundaria, Diciembre 2 002. *Aquellos regulados con descargas de coliformes fecales menores o iguales a 3 000 quedan exentos de tratamiento.*

En la siguiente tabla se presenta una síntesis del monitorio de la calidad del agua que va a regir para el proyecto Sardinas (ASTEC, 2013):

*Tabla 5.17. Resumen de Monitoreo de la Calidad de Agua*

| **Punto de recolección de la muestra** | **Frecuencia de monitoreo** | **Etapa** | **Parámetros de monitoreo** |
|---|---|---|---|
| Río Sardinas punto de descarga de aguas negras y grises | Semanal | Construcción | Monitoreo visual pH; temperatura; DQO, coliformes fecales, cloro activo y aceites y grasas |
| Río Sardinas, punto de descarga de las aguas turbinadas | Trimestral | Operación | Monitoreo visual pH; temperatura; DQO, y aceites y grasas |

*Fuente: Informe de Impacto Ambiental para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ,ASTEC, 2013*

Para realizar las operaciones de recolección de muestras se deben cumplir con todos los requerimientos de seguridad para no alterar la composición de las muestras.

**Monitoreo de desechos sólidos:** contempla la inspección de desechos de origen orgánico, no peligrosos y peligrosos. Comprende la inspección del manejo de dichos elementos dentro de la obra como en su transporte a los sitios de disposición final.

En la siguiente tabla se presenta una síntesis del monitorio de los desechos sólidos que va a regir para el proyecto Sardinas (ASTEC, 2013):

*Tabla 5.18. Resumen de Monitoreo de los Desechos Sólidos*

| **Punto de Monitoreo** | **Frecuencia de monitoreo** | **Etapa** | **Parámetros de monitoreo** |
|---|---|---|---|
| Sitios de almacenamiento temporal de desechos | Mensual | Construcción | Cumplimiento de las especificaciones estipuladas en el presente PMA. |

*Fuente: Informe de Impacto Ambiental para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ,ASTEC, 2013*

**Monitoreo de emisiones atmosféricas:** corresponde a la verificación del buen estado de los equipos electromecánicos así como de la maquinaria de construcción y transporte. Se exigirá un adecuado mantenimiento y calibración de los mismos así como un lugar seguro para su colocación.

# CAPITULO VI

# ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL ESQUEMA CONVENCIONAL Y DE LA ALTERNATIVA PROPUESTA PARA LA MINICENTRAL SARDINAS GRANDE

## 6.1 Introducción

En el siguiente capítulo se realizará la comparación tanto económica como técnica de la alternativa propuesta en la presente disertación y la alternativa en fase de Factibilidad de la Central Hidroeléctrica Sardinas realizada por la compañía ASTEC.

En ambas alternativas existen ciertos parámetros similares; entre ellos tenemos la misma ubicación, el caudal de diseño, y que ambas alternativas se mantengan dentro del rango requerido para ser catalogadas como mini centrales hidroeléctricas (generación menor a 10 MW). Sin embargo, son las características propias de cada alternativa las que les da su originalidad y las que definirán cual será la más óptima para los requerimientos del proyecto.

A su vez; los estudios de topografía, geología e hidrología, así como el diseño de la casa de máquinas, implementación de equipamiento mecánico y eléctrico, fueron proporcionados por la Consultora Astec Cía. Ltda., y están presentes en ambas alternativas, por el hecho de que en caso de que alguna pase a diseño definitivo, ésta cuente con los estudios previamente mencionados y avalados por la consultora.

## 6.2 Análisis comparativo de las obras hidráulicas

Se realizará una comparación de las obras hidráulicas presentes en ambas alternativas para el Proyecto Sardinas. El objetivo de éste análisis es tener una mejor concepción de las características de cada una, tomando en cuenta que, si bien ciertas estructuras están presentes en ambas opciones, cada una fue diseñada con criterios de diseño distintos, por lo que sus dimensiones y características generales serán en su mayoría distintas.

### *6.2.1 Obras de captación*

En las obras de captación las diferencias más destacadas se presentan en volúmenes de obra y dimensiones, por efecto de los criterios de diseño utilizados en cada uno de sus componentes.

Cabe destacar que en la alternativa propuesta, se cuenta con un cuenco disipador al pie del azud, lo cual marca una gran diferencia al requerir una disipación de energía aguas abajo de la captación; elemento que no fue tomado en cuenta en la alternativa tradicional.

Otra diferencia clara en las obras de captación es la geometría del perfil Creager; las dimensiones en la Figura 3.16. , muestran claramente que su geometría, en la alternativa propuesta, es más esbelta lo que asegura una mejor adherencia de la lámina inferior de agua al momento del vertido.

La Tabla 6.1, muestra un resumen de las diferencias más destacadas dentro de las obras de captación.

*Tabla 6.1. Comparación de las obras hidráulicas en la captación*

| | CAPTACIÓN | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **Alternativa Propuesta** | | **Alternativa Tradicional** | |
| **Azud** | Largo | 9.60 m | Largo | 8.60 m |
| | Altura | 8.00 m | Altura | 7.90 m |
| | Radio de enlace | 3.66 m | Radio de enlace | 1.84 m |
| | Carga sobre azud | 1.52 m | Carga sobre azud | 2.42 m |
| | Ancho | 9.50 m | Ancho | 8.80 m |
| **Rejilla** | Largo | 2.00 m | Largo | 2.50 m |
| | $Q_{cap}$ | 9.60 $m^3/s$ | $Q_{cap}$ | 9.70 $m^3/s$ |
| **Galería de captación** | Altura 1 pared | 2.40 m | Altura 1 pared | 2.0 m |
| | Altura 2 pared | 2.80 m | Altura 2 pared | 2.50 m |
| **Desripiador** | Longitud transición | 44 m | Longitud transición | 44 m |
| | Ancho menor | 2.0 m | Ancho menor | 2.5 m |
| | Ancho mayor | 12.0 m | Ancho mayor | 11.90 m |
| | Altura del vertedero sumergido | 2.75 m | Altura del vertedero sumergido | 2.65 m |
| | Longitud vertedero excesos | 8.0 m | Longitud vertedero excesos | 8.0 m |
| | Carga sobre vertedero excesos | 0.67 m | Carga sobre vertedero excesos | 0.70 m |
| **Escalera de peces** | Longitud escalones | 1.90 m | Longitud escalones | 2.0 m |
| | Base escalones | 2.0 m | Base escalones | 1.0 m |
| | Desnivel entre fondos de cubetas | 1.5 m | Desnivel entre fondos de cubetas | 1.5 m |
| | Altura pantalla aguas arriba | 1.0 m | Altura pantalla aguas arriba | 0.5 m |
| | $Q_{dis-esc}$ | 0.8 $m^3/s$ | $Q_{dis-esc}$ | 0.8 $m^3/s$ |
| **Enrocado** | Altura del enrocado | 1.0 m | Altura del enrocado | 1.73 m |
| | Longitud | 34.50 m | Longitud | 31.50 m |
| **Zampeado** | Longitud | 14.0 m | Longitud | 15.70 m |
| | Cuenco disipador | SI | Cuenco disipador | No |

*Fuente: Anastassia Andrade – Andrés Heredia*

### *6.2.2 Desarenador*

El desarenador es una de las obras más importantes y de gran significancia en el presupuesto del Proyecto Sardinas; las diferencias más claras se pueden observar en la Tabla 6.2 y corresponden a la longitud total de las estructuras, siendo la alternativa propuesta la más corta. A su vez, la alternativa tradicional presenta un menor tiempo de vaciado de las cámaras desarenadoras, lo que lleva a deducir que su volumen de almacenamiento es menor a pesar de tener una descarga similar a la presentada en la alternativa propuesta.

*Tabla 6.2. Comparación ´de dimensiones para desarenador*

| | **DESARENADOR** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **Alternativa Propuesta** | | **Alternativa Tradicional** | |
| **Transición de salida** | Longitud | 20.0 m | Longitud | 27.6 m |
| | Ángulo de divergencia | $14^o$ | Ángulo de divergencia | $12^o$ |
| | Longitud del vertedero | 36 m | Longitud del vertedero | 35.3 m |
| **Cámara desarenadora** | Longitud | 61.0 m | Longitud | 61.0 m |
| | Ancho | 5.70 m | Ancho | 5.60 m |
| | Numero de cámaras | 2 | Numero de cámaras | 2 |
| | Calado en la cámara desarenadora | 3.74 m | Calado en la cámara desarenadora | 3.65 m |
| | Tiempo de vaciado | 5.58 min | Tiempo de vaciado | 4.3 min |
| | Pendiente canales de limpieza | 3% | Pendiente canales de limpieza | 3% |
| | Longitud total desarenador | 89.6 m | Longitud total desarenador | 96.6 m |
| **Canal de lavado** | Pendiente | 3% | Pendiente | 3% |
| | Ancho | 1.4 m | Ancho | 1.4 m |
| | Longitud | 18.50 m | Longitud | 18.64 m |

*Fuente: Anastassia Andrade – Andrés Heredia*

### *6.2.3 Conducción*

De manera global, las diferencias más significantes en ambas alternativas se dan en el ámbito de la conducción del flujo hacia la casa de máquinas. Como se observará en la Tabla 6.3, la alternativa tradicional consta de una conducción con flujo a gravedad, donde se requiera de estructuras como sifones y acueductos para salvar las quebradas por los que atraviesa dicha conducción. A su vez, para la alternativa presentada en esta disertación, se propone una conducción a presión en tubería de GRP, la cual nos evitaría incluir estructuras como las mencionadas anteriormente, y nos permite optimizar su trazado hasta la localización de la chimenea de equilibrio.

Un parámetro hidráulico muy importante es el correspondiente a las pérdidas a lo largo de la conducción, siendo lógicamente mucho mayores en la tubería a presión, lo que resultará en una carga bruta de generación menor que en la alternativa tradicional. Por esta razón, la alternativa de flujo a gravedad tendrá una generación mayor que la correspondiente al flujo a presión.

Cabe resaltar que la diferencia de generación entre ambas alternativas no es muy significativa, por lo que tener una conducción tan compleja como en la alternativa tradicional no es justificada. La generación obtenida con la alternativa a presión es suficientemente adecuada para las condiciones del proyecto, y contando con una conducción mucho menos costosa que la presentada en la alternativa tradicional.

Para la conducción de alta presión ambas alternativas utilizan tubería de acero de 2.0 m de diámetro, y su trazado es el mismo por la ubicación de la casa de máquinas. A su vez, es necesario implementar una estructura de protección para dicha conducción, con el fin de evitar el ingreso de aire a la misma y el golpe de ariete provocado por la apertura o cierre brusco de compuertas o válvulas en la casa de máquinas.

La selección de dicha obra de protección va de la mano con el tipo de conducción que se utilice para cada alternativa. Para la alternativa tradicional, por tener un flujo a gravedad, se requiere dar presión al tramo final de conducción. Un tanque de carga cumple con esa función, además que protegerá la tubería de presión del golpe de ariete por permitir el acceso del flujo al nivel atmosférico.

Para la alternativa propuesta, el flujo llega con presión al tramo final de la conducción, por lo que el único requerimiento de seguridad que se debe cumplir para la tubería de alta presión es la protección contra el golpe de ariete, la estructura hidráulica que cumple con esta función es la chimenea de equilibrio, ya que permite que el nivel de agua suba o baje en función de las ondas de presión provocadas por la apertura o cierre brusco de accesorios al final de la conducción.

La Tabla 6.3 muestra de manera resumida la comparación realizada entre las obras de conducción de ambas alternativas.

*Tabla 6.3. Comparación de las obras de conducción*

| | **CONDUCCIÓN** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **Alternativa Propuesta** | | **Alternativa Tradicional** | |
| **Canal rectangular** | Longitud | 160.6 m | Longitud | 171.3 m |
| | Base | 2.0 m | Base | 2.0 m |
| | Altura | 1.75 m | Altura | 1.6 m |
| | Espesor | 0.3 m | Espesor | 0.3 m |
| | Profundidad normal | 1.26 m | Profundidad normal | 1.26 m |
| | Velocidad | 3.19 m/s | Velocidad | 3.19 m/s |
| | Pérdidas | 0.78 m | Pérdidas | 0.93 m |
| **Conducción** | Baja presión | | Flujo a gravedad | |
| | Longitud | 1895.40 m | Longitud | 1980.70 m |
| | Material | GRP | Material | PVC |
| | Diámetro | 2.0 m | Diámetro | 2.2 m |
| | Pérdidas totales | 5.776 m | Pérdidas | 1.73 m |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Número de alcantarillas | 1 | Número de alcantarillas | 2 |
| | Válvulas de aire | 6 | Válvulas de aire | No |
| | Válvulas de desagüe | 2 | Válvulas de desagüe | No |
| | Acueductos | No | Acueductos | 4 |
| | Sifón | No | Sifón | Sí |
| | Tanques de carga del sifón | ---------- | Tanques de carga del sifón | 2 |
| **Conducción a presión** | Longitud | 528.01 m | Longitud | 524.60 m |
| | Material | Acero | Material | Acero |
| | Diámetro | 2.0 m | Diámetro | 2.0 m |
| | Altura bruta | 99.33 m | Altura bruta | 101.22 |
| | Pérdidas totales | 1.724 m | Pérdidas totales | 2.2 |
| | Altura neta | 98.765 m | Altura neta | 99.02 |
| | Anclajes | 4 | Anclajes | 5 |
| **Chimenea de equilibrio** | ---------- | Si | ---------- | No |
| **Tanque de carga** | Longitud de transición | 12 m | Longitud de transición | 17.30 m |
| | Longitud tramo uniforme | 10 m | Longitud tramo uniforme | 12 m |
| | Longitud del tanque | 8 m | Longitud del tanque | 7 m |
| | Ancho | 8 m | Ancho | 10 m |
| | Altura | 5.80 m | Altura | 9.30 m |
| | Volumen requerido | 360.432 $m^3$ | Volumen requerido | 1407.938 $m^3$ |
| | Longitud de vertedero de excesos | 6 m | Longitud de vertedero de excesos | 7 m |

*Fuente: Anastassia Andrade – Andrés Heredia*

## 6.3 Análisis comparativo de parámetros económicos

Se realizará una comparación entre los aspectos económicos de ambas alternativas, de esta manera se conocerá la opción económicamente más factible para el Proyecto Sardinas.

Los análisis presentados se realizaron con los mismo criterios, tanto para la alternativa tradicional como para la que se presenta en esta disertación, donde uno de los criterios más relevantes fue la obtención de los beneficios preferenciales y ordinarios anuales en base a los caudales medios mensuales para el río Sardinas. Este criterio nos permite obtener valores de generación hidroeléctrica más reales, considerando épocas de estiaje y abundancia; a su vez, es considerado como la base del análisis de rentabilidad para las alternativas presentadas, en conjunto con los valores de inversión inicial requeridos para la construcción del proyecto.

En la Tabla 6.4 se muestran los valores más significativos de cada alternativa, correspondientes al flujo económico.

*Tabla 6.4. Comparación entre indicadores de rentabilidad del flujo económico*

| | **INDICADORES DE RENTABILIDAD-FLUJO ECONÓMICO** | |
|---|---|---|
| | **Alternativa Propuesta** | **Alternativa Tradicional** |
| Beneficios preferenciales | $ 3,150,889.73 | $ 3,159,024.97 |
| Beneficios ordinarios | $ 1,653,309.36 | $ 1,657,578.02 |
| Potencia máxima | 6.71 MW | 6.76 MW |
| Inversión inicial | $ 15,082,518.87 | $ 17,976,206.00 |
| Tasa de descuento | 12% | 12% |
| TIR | 15.40% | 12.43% |
| Valor Actual Neto (VAN) | $ 3,644,675.96 | $ 526,519.64 |
| Relación Beneficio-Costo | 1.2 | 1.02 |
| Periodo de recuperación del capital | 12 años | 24 años |

*Fuente: Anastassia Andrade – Andrés Heredia*

Como se observa en la Tabla 6.4, los beneficios por generación hidroeléctrica son mayores en la alternativa tradicional, mientras que la inversión inicial requerida en la alternativa propuesta es mucho menor. Cabe resaltar que la diferencia entre los

beneficios generados por la alternativa tradicional no es suficiente para justificar la alta inversión requerida por este proyecto, mientras que para la alternativa propuesta, si bien los beneficios generados son menores, la inversión es accesible para las características de la central hidroeléctrica.

Un parámetro muy importante en todo análisis económico, y el cuál tiene una gran incidencia en la rentabilidad del proyecto, es el costo del proyecto. Su relevancia se observa claramente en la relación beneficio-costo de cada una de las alternativas, así como en el período de recuperación de la inversión; para alcanzar dicha rentabilidad en la alternativa propuesta, se buscó la optimización de las obras hidráulicas.

En la Tabla 6.5 se muestran los resultados obtenidos a partir del análisis de sensibilidad, realizado para ambas alternativas; donde se consideró únicamente la variación en el capital invertido.

*Tabla 6.5. Análisis de sensibilidad*

| | **ANALISIS DE SENSIBILIDAD** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **Alternativa Propuesta** | | **Alternativa Tradicional** | |
| | **B/C** | **TIR** | **B/C** | **TIR** |
| -10% | 1.33 | 17.41% | 1.14 | 14.22% |
| -5% | 1.26 | 16.36% | 1.08 | 13.28% |
| 0% | 1.2 | 15.40% | 1.02 | 12.43% |
| 5% | 1.15 | 14.52% | 0.98 | 11.64% |
| 10% | 1.1 | 13.71% | 0.94 | 10.91% |

*Fuente: Anastassia Andrade – Andrés Heredia*

El análisis de sensibilidad realizado para la alternativa tradicional muestra que el ingreso generado es muy semejante al capital de inversión requerido, lo que conlleva a una relación beneficio- costo que oscila en la unidad. Se debe tomar en cuenta que para todo proyecto, esta relación debe procurar ser mayor a la unidad. Este caso se

presenta en la alternativa propuesta, donde el valor beneficio- costo tiene un valor de 1.2.

Cabe destacar, que en general para ambas alternativas, la sensibilidad es elevada para una modificación en el capital a invertirse. Esto quiere decir, que existe una susceptibilidad a cambios en costos de materiales o en diseño de la central (hidráulico y estructural).

# CAPITULO VII

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el siguiente capítulo se determinarán las conclusiones y recomendaciones para la alternativa propuesta en esta disertación para la central hidroeléctrica Sardinas.

## 7.1 Conclusiones

### *7.1.1 Obras hidráulicas*

1. La ubicación de la Central hidroeléctrica Sardinas se cataloga como adecuada por distintos motivos como son: la facilidad de acceso a las obras de captación, la uniformidad del río en ese sitio, el ancho suficiente para la conformación de un azud, la escasa presencia de rocas y una vegetación poco espesa. Todo esto conlleva a captar el caudal suficiente para generación aprovechando las bondades del río Sardinas.
2. En las obras de toma se debe tomar en cuenta la incidencia de las altas velocidades aguas abajo de las mismas, considerando fundamental la colocación de obras de protección del cauce del rio como son el enrocado y el cuenco disipador en ríos de alta pendiente, a más de que ellas permiten la prolongación de la vida útil de las estructuras evitando el desgaste de sus materiales.
3. Se debe tomar en cuenta la optimización del perfil del azud utilizando un caudal de diseño correspondiente a los 2/3 del caudal centenario del río, aprovechando la capacidad del material a tracción para soportar el leve desprendimiento de la lámina de agua en época de crecidas.

4. El desripiador es considerado como una transición previa al desarenador de doble función, en donde se busca disminuir la velocidad del agua captada en flujo turbulento y a su vez, decantar las partículas de gran tamaño que se encuentran dentro de ella.
5. La implementación de un desarenador de doble cámara es útil para el Proyecto Hidroeléctrico Sardinas ya que no permite la paralización de la generación energética mientras se realiza el mantenimiento de una de estas cámaras y a su vez, aporta con un volumen de agua clarificada suficiente, que abastezca a la conducción independientemente de las épocas de estiaje y abundancia.
6. Una conducción debe priorizar la utilización de un solo material ya que esto resulta en menores costos de compra, transporte e instalación en comparación con conducciones que utilizan varios tipos de materiales y estructuras.
7. En una conducción con flujo a presión, las perdidas hidráulicas son mucho mayores en comparación con conducciones con flujo a gravedad. Es por eso que se debe optimizar el trazado de la conducción a presión, utilizando tramos rectos y limitando los cambios de dirección en planta y en perfil.
8. Es necesaria la implementación de un canal abierto posterior al desarenador para permitir la correcta ubicación del tanque de carga, y que éste no interfiera con las vías de acceso ya existentes; a su vez, la ubicación seleccionada permite que la descarga del vertedero de excesos del tanque pueda ser dirigida a la quebrada más cercana.
9. Para el óptimo dimensionamiento del tanque de carga, se debe considerar la pendiente del canal de ingreso como un parámetro importante. Si el flujo

llega al tanque con una velocidad capaz de abastecer el volumen requerido por la conducción, las dimensiones del mismo se verán reducidas.

10. La ubicación del tanque de carga es de suma importancia; nos permite obtener parámetros hidráulicos favorables para la generación, como es la carga hidráulica y a su vez, debe estar ubicada cerca de lugares de desfogue para el agua que exceda el nivel de operación del tanque.
11. El uso de tuberías de GRP para conducciones de baja presión es conveniente para requerimientos de reducción de costos y topografía. Esto se da, por el hecho de que el GRP es un material con un costo relativamente bajo en comparación con el acero, además que existe disponibilidad de accesorios en el mismo material.
12. Dependiendo del tipo de conducción que se implemente en una central hidroeléctrica, se escogen las obras de protección más afines a las necesidades de la misma. Es así que, para una conducción a presión, es fundamental la construcción de una chimenea de equilibrio o la implementación de una válvula disipadora. Mientras que para una conducción a gravedad, un tanque de carga previo a la tubería forzada, permite cumplir los requerimientos de la central los cuales son: aportar con carga neta suficiente y proteger de efectos del golpe de ariete por acción de la apertura o cierre de válvulas.
13. La chimenea de equilibrio resulta ser una estructura pequeña, la cual no influye de gran manera en el presupuesto total de la mini central. En comparación con el tanque de carga de la alternativa tradicional, la chimenea de equilibrio corresponde a la cuarta parte del costo total del mismo, lo que

representa una optimización económica considerable de la conducción y donde se satisface los requerimientos del Proyecto Sardinas.

14. Cabe destacar que la conducción es el componente más representativo en términos de comparación para el Proyecto Sardinas, para lo cual mientras más optimizado sea el mismo más reducido será el costo total de inversión.
15. La elección de la tubería de alta presión en acero se basa en un análisis previo de carácter financiero, donde intervienen factores tales como pérdidas en la conducción y costo del material. De esta manera, se debe buscar una conducción sin muchas pérdidas hidráulicas acumuladas y optimizar su longitud para que, en términos generales, la tubería escogida represente el menor costo entre las alternativas posibles.
16. El diseño de los componentes de la alternativa propuesta es netamente hidráulico, por lo que las dimensiones obtenidas son resultado de este análisis, sin considerar una variación en dichas dimensiones por efectos de un diseño estructural. Sin embargo, en estructuras como la chimenea de equilibrio se consideró un volumen adicional de hormigón en sus muros para considerar esfuerzos laterales ejercidos por el suelo.
17. Los espesores de paredes, muros, replantillos, entre otros, fueron considerados con criterios de diseño hidràulicos, priorizando la protección del material.
18. El presupuesto de la alternativa propuesta cuenta con volúmenes de acero de refuerzo, producto del uso de cuantías semejantes a las presentadas en el diseño estructural de la alternativa tradicional, en función de los volúmenes obtenidos para cada estructura; por lo que el presupuesto está susceptible a

cambios en caso de existir un diseño estructural detallado para dicha alternativa.

19. Se seleccionaron turbinas Francis por dos factores: la caída neta y el caudal de generación. Las turbinas Francis son utilizadas principalmente para medianas alturas y caudales moderados, condiciones que se presentan en el Proyecto Sardinas.

### *7.1.2 Análisis económico*

En la Tabla 7.2. se presenta un cuadro comparativo resumen del análisis económico realizado para ambas alternativas en la presente disertación.

*Tabla 7.2. Comparación entre indicadores de rentabilidad del flujo económico*

| | **INDICADORES DE RENTABILIDAD-FLUJO ECONÓMICO** | |
|---|---|---|
| | **Alternativa Propuesta** | **Alternativa Tradicional** |
| Beneficios preferenciales | $ 3,150,889.73 | $ 3,159,024.97 |
| Beneficios ordinarios | $ 1,653,309.36 | $ 1,657,578.02 |
| Potencia máxima | 6.71 MW | 6.76 MW |
| Inversión inicial | $ 15,082,518.87 | $ 17,976,206.00 |
| Tasa de descuento | 12% | 12% |
| TIR | 15.40% | 12.43% |
| Valor Actual Neto (VAN) | $ 3,644,675.96 | $ 526,519.64 |
| Relación Beneficio-Costo | 1.2 | 1.02 |
| Periodo de recuperación del capital | 12 años | 24 años |

*Fuente: Anastassia Andrade – Andrés Heredia*

20. La alternativa propuesta es la más económica, producto de una optimización en la conducción.
21. La potencia máxima generada en ambas alternativas ronda los mismos valores, esto se presenta porque en el diseño de la alternativa propuesta, se

buscó obtener la misma altura bruta que la presentada en la alternativa tradicional y poder realizar una comparación más real bajo los mismos criterios.

22. La alternativa tradicional genera mayores beneficios económicos para el proyecto. Si bien los beneficios son levemente mayores en comparación con los generados en la alternativa propuesta, esto no justifica el alto costo de inversión requerido.
23. El valor actual neto (VAN) para la alternativa tradicional es bajo para la rentabilidad esperada, considerando que la venta de energía será constante durante la vida útil del proyecto y que el costo de inversión inicial es alto. En contraste con la alternativa propuesta, que muestra un VAN considerablemente más elevado, tomando en cuenta los mismos parámetros de análisis (venta de energía, costos de operación y mantenimiento, etc.) y una inversión más accesible.
24. Considerando valores actuales de beneficios y costos, la relación obtenida B/C muestra que los beneficios registrados durante la vida útil del proyecto son 20% mayores en la alternativa propuesta a los presentados en la alternativa tradicional.
25. La tasa interna de retorno (TIR) en la alternativa tradicional es levemente mayor a la tasa de descuento impuesta (12%), lo que hace ver que el proyecto es bien sensible a no presentar rentabilidad, en caso de presentarse una variación en costo de oportunidad del proyecto.
26. El análisis de sensibilidad muestra que la alternativa propuesta no deja de ser rentable en caso de presentarse una variación hasta del 10% en el capital

invertido, lo que lo define como un proyecto rentable y estable. A su vez, la alternativa tradicional constituye un proyecto bastante sensible a cambios en el capital invertido, donde en caso de presentarse un incremento, el proyecto deja de ser rentable. En la Tabla 7.3. se presenta un cuadro resumen del análisis de sensibilidad realizado para ambas alternativas.

*Tabla 7.3. Análisis de sensibilidad*

| | **ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **Alternativa Propuesta** | | **Alternativa Tradicional** | |
| | **B/C** | **TIR** | **B/C** | **TIR** |
| -10% | 1.33 | 17.41% | 1.14 | 14.22% |
| -5% | 1.26 | 16.36% | 1.08 | 13.28% |
| 0% | 1.2 | 15.40% | 1.02 | 12.43% |
| 5% | 1.15 | 14.52% | 0.98 | 11.64% |
| 10% | 1.1 | 13.71% | 0.94 | 10.91% |

*Fuente: Anastassia Andrade – Andrés Heredia*

27. La alternativa propuesta será la más económicamente beneficiosa por presentar indicadores de rentabilidad más favorables, tales como Valor Actual Neto, Tasa Interna de Retorno y relación Beneficio –Costo, bajo las mismas condiciones de análisis para ambas alternativas.

## 7.2 Recomendaciones

1. Se recomienda realizar un diseño estructural de los componentes hidráulicos presentados en esta disertación, para obtener parámetros económicos más reales.
2. Se recomienda hacer uso de paquetes computacionales existentes, como AutoCAD Civil 3D para cálculo de volúmenes de excavación y relleno;

VisSim para conocer oscilaciones máximas y mínimas en maniobras de cierre y apertura en chimeneas de equilibrio, así como para graficar funciones dinámicas que representan los transitorios de presión y niveles de agua dentro de dichas estructuras; otros paquetes computacionales que se pueden utilizar para cálculo de parámetros hidráulicos son: Hcanales V 3.0, Flowmaster, AutoCAD.

3. Se recomienda utilizar varios textos de diseño hidráulico con el fin de comparar criterios de diseño. Entre ellos, "Diseño Hidráulico" de Sviatoslav Krochin, "Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, Construcción paso a paso" de Ramiro Ortiz e "Hidráulica General Vol. 1" de Gilberto Sotelo.
4. Se recomienda el uso de materiales alternativos para conducciones a presión, como es el GRP, el cual puede ser utilizado para conducciones de baja y alta presión según sean los requerimientos.
5. Se recomienda tomar en cuenta la depreciación de los componentes del proyecto en el flujo de caja económico y financiero, ya que este representa un favor relevante dentro de la rentabilidad de un proyecto.
6. Para el proyecto Sardinas, se comprobó en las visitas de campo realizadas, que el caudal existente puede abastecer a una central de mayor generación, por lo que se recomienda aprovechar de mejor manera el recurso hídrico del río Sardinas.

# BIBLIOGRAFÍA


- Ortiz, Ramiro. “Pequeñas Centrales Hidroeléctricas”, Bogotá- Colombia, Editorial: Adriana Gutiérrez. Primera edición Noviembre 2011.
- Krochin Sviatoslav. “Diseño Hidráulico”. Quito, Ecuador. Colección Escuela Politécnica Nacional, Tercera edición, 1986.
- Rocha, Arturo, “Hidráulica de tuberías y canales”, Lima-Perú
- Universidad de Coimbra, Universidad Politécnica de Valencia, Universidad de la Republica, “Transitorios y oscilaciones en Sistemas Hidráulicos a presión”, Montevideo, Editorial Abreu, Guarga, Izquierdo Editores,1994
- SOTELO, Gilberto “Hidráulica General Volumen 1” México DF, Editorial Limusa, S.A, 1974.
- Ven Te Chow, “Hidráulica de canales abiertos” Illinois, USA, Editorial McGraw Hill, 1994
- Streeter, Víctor, “Mecánica de Fluidos” Bogotá, Editorial McGraw Hill, Novena Edición, 2000.
- Gómez Navarro “Saltos de agua y presas de embalse”.
- Castro, Marco, PhD, ”Normas, Bases y Criterios de diseño” Quito,
- Fernandez Díez, Pedro, Departamento de Ingeniería Eléctrica y Energética, Universidad de Cantabria, “Turbinas Hidráulicas”, Cantabria, 2003.
- United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, “Design of Small Dams” USA, Third Edition, 1987.
- Hubert, Chanson “Hidráulica del flujo en canales abiertos” Oxford, Elsevier Editorial, Segunda Edición, 2004.
- ASTEC, “Estudio de Pre-Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas – Informe General” Quito, 2013.
- ASTEC, “Estudio de Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas – Informe General” Quito, 2013.
- ASTEC, “Estudio de Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas – Informe de Hidrología y Sedimentología” Quito, 2013.
- ASTEC, “Estudio de Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas – Informe de Geología y Geotecnia” Quito, 2013.

- ASTEC, “Estudio de Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico Sardinas – Informe de Evaluación Económica- Financiera” Quito, 2013.
- Moncayo Nelson, “Optimización de conducciones de Proyectos Hidroeléctricos”, Quito, Primera edición, 1984.
- Andrés Heredia-Anastassia Andrade, “Apuntes de clase Hidráulico General-Ing. Pablo Iturralde” Quito, 2010.
- Andrés Heredia-Anastassia Andrade, “Apuntes de clase Hidráulica Aplicada-Ing. Nelson Moncayo” Quito, 2011.
- Andrés Heredia-Anastassia Andrade, “Apuntes de clase Impacto ambiental-Ing. Castro” Quito, 2012.
- Andrés Heredia-Anastassia Andrade, “Apuntes de clase Administración de Empresas Constructoras II-Ing. Xavier Castellanos” Quito, 2012.
- FlowTite, “FlowTite GRP Pipe Systems-Product Guide” USA
- AMIANTIT, AMITECH, “Sistemas de tuberías en PRFV Tarifas 2008”, España, 2008.
- Brealey R. –“Principio de Financias Corporativas”, Massachusetts, Editorial McGRAWN Hill, Novena Edición, 2010.
- Garmendia, Alfonso, “Evaluación de Impacto ambiental”, Madrid, Editorial Pearson Prentice Hall, 2005.
- Escuela Politécnica Nacional, Calderón Darío - Enríquez Diego, “Trabajo de disertación: Diseño y Optimización de una Hoja de Cálculo para el Dimensionamiento de Chimeneas de Equilibrio”, Quito, Ecuador, Diciembre, 2011.
- Luis Gonzales de Vallejo, “Blog de las Geociencias y Exploración, Ingeniería Geológica” Editorial Pearson Prentice Hall, 2010 Web: http://explorock.wordpress.com/2010/08/04/depositos-sedimentarios/ Acceso: 07/06/2013
- Collantes , Johann Jiménez, “Características de los suelos Residuales ”Publicado :Noviembre 2009 Web: http://jimcollinvestigacion.blogspot.com/2009/11/analisis-de-estabilidad-de-taludes-en.html. Acceso: 06/06/2013

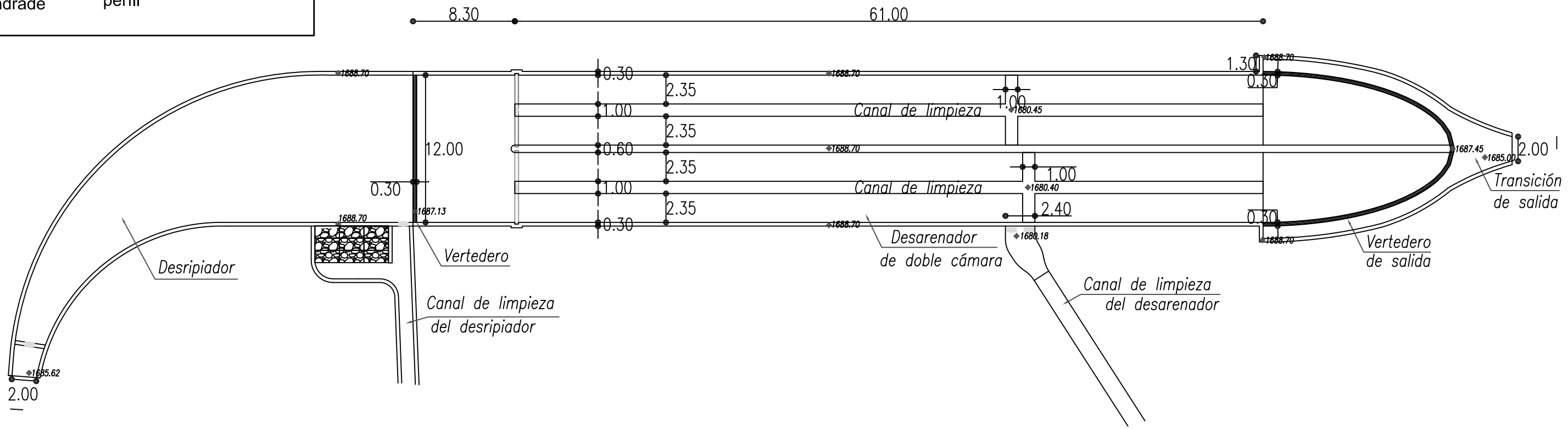
- Wasserkraft Volk AG, “Ficha Técnica- Elección de turbinas hidráulicas” Web: http://www.wkv.cl/ficha_tecnica.html Acceso: 03/09/2013
- Directorio del Consejo Nacional de Electricidad,”Regulación No. CONELEC-001/13” Quito, Ecuador, Año 2013, Web: http://www.conelec.gob.ec/normativa_detalle.php?cd_norm=624 Acceso: 18/10/2013
- Universidad de Piura, Biblioteca Central, “ Diagrama de Shields para arrastre de partículas”- Web: http://www.biblioteca.udep.edu.pe /bibvirudep/tesis/pdf/1_132_183_85_1202.pdf Acceso: 28/07/2013
- Freire, Milton MSc PhD, Ministerio del Ambiente, “Proceso de Licenciamiento Ambiental”. Quito, Ecuador Web:http://web2.congope.gob.ec/ambiente/sites/default/files/files/normativa/INSTRUCTIVO%20DE%20LICENCIAMIENTO%20AMBIENTAL.pdf. Acceso: 12/07/2013
- Infante Villareal, Arturo, “Evaluación financiera de Proyectos de inversión”, Bogotá, Editorial Norma, Novena Edición, 1993 Web: http://es.scribd.com/doc/41062057/EVALUACION-FINANCIERA-DE-PROYECTOS-DE-INVERSION-ARTURO-INFANTE-VILLAREAL-CAP-1-AL-2 Acceso: 07/08/2013

# ANEXOS

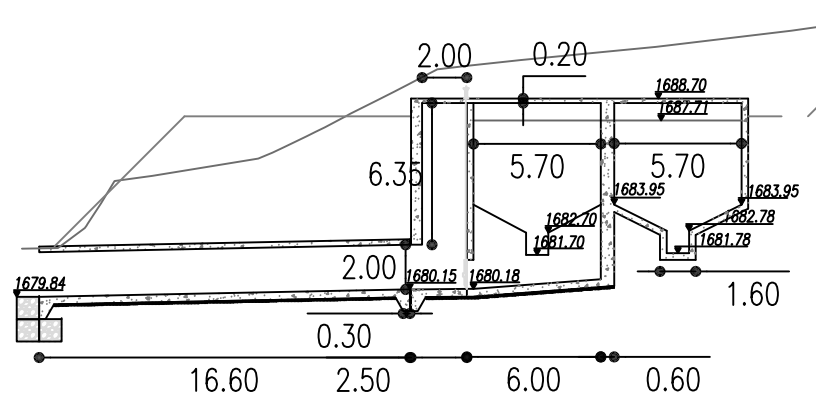
# ANEXOS PLANOS

Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

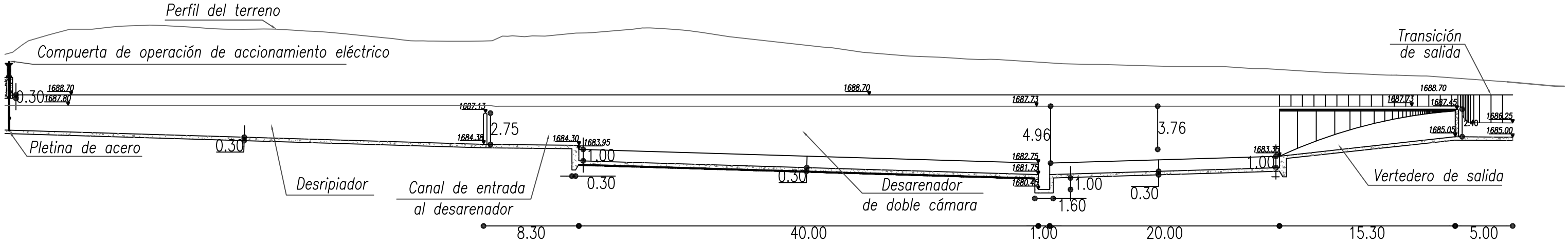
Contiene:
Desarenador - planta y perfil



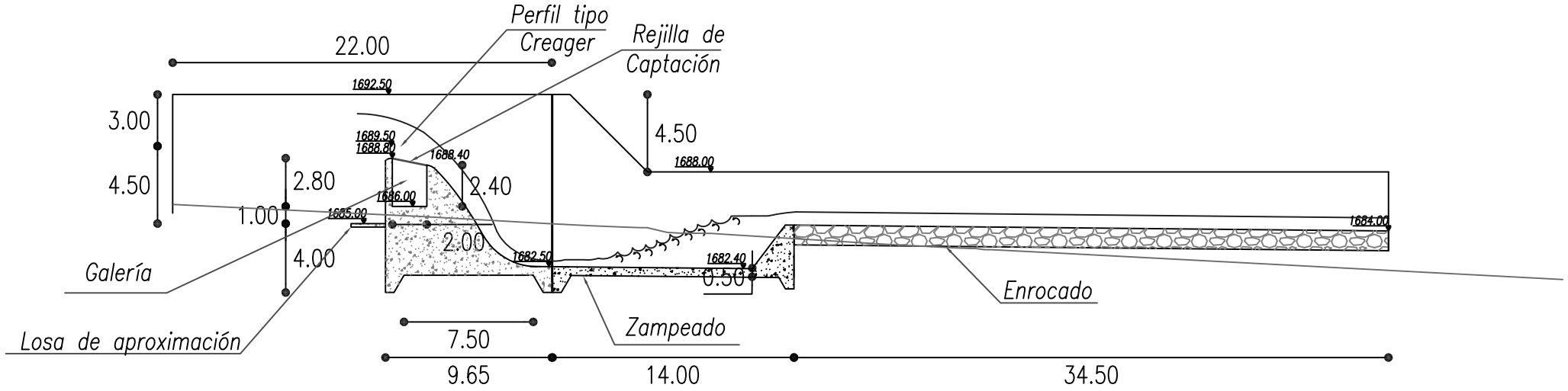

CORTE 6-6



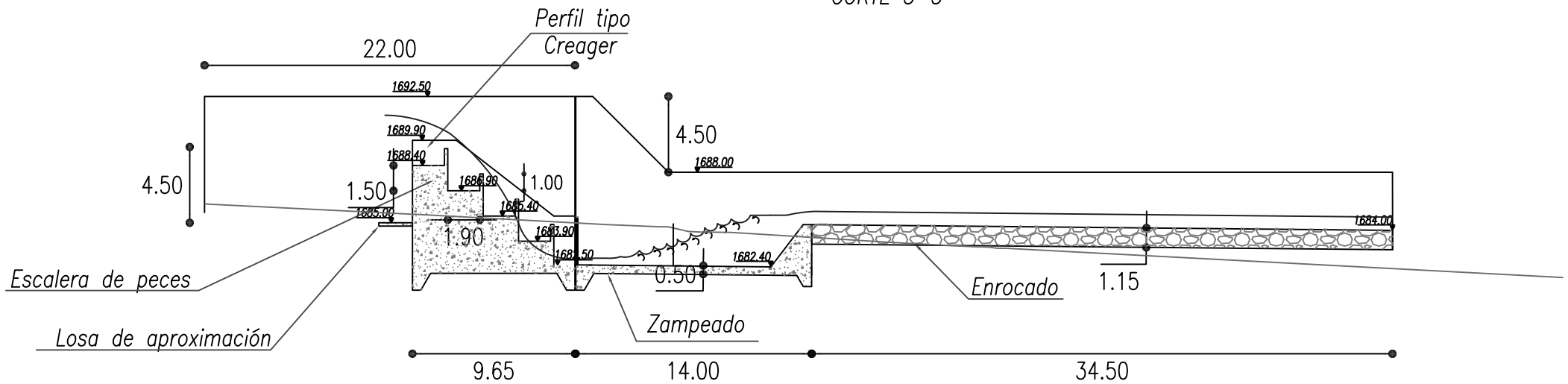

CORTE 5-5



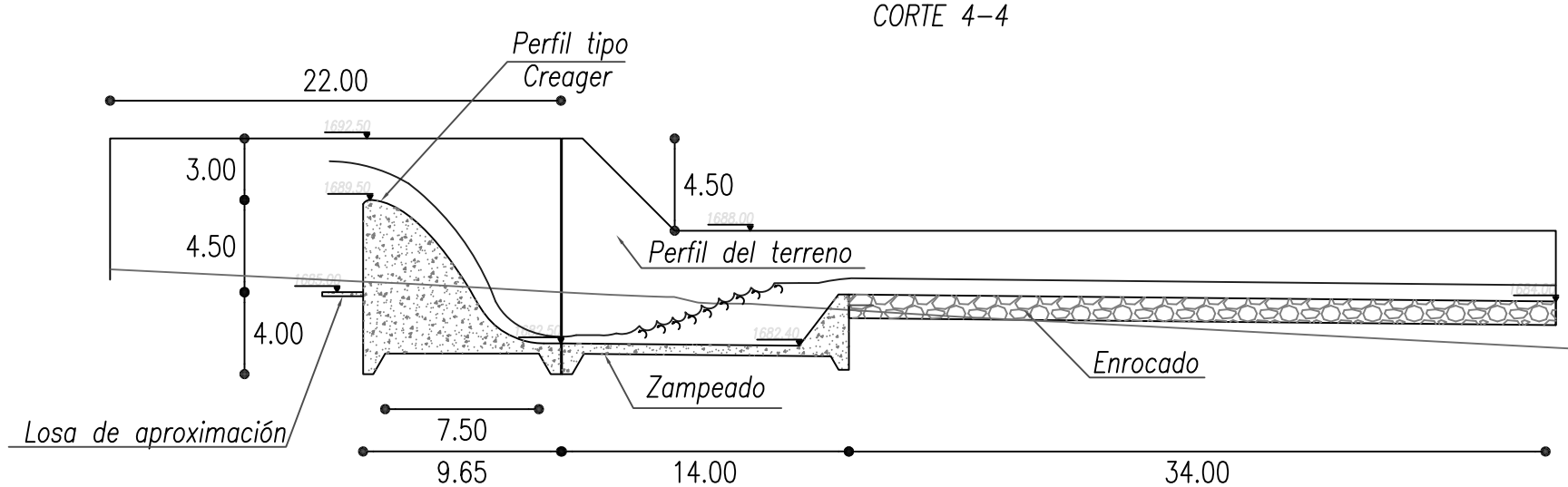
CORTE 2–2




CORTE 3–3

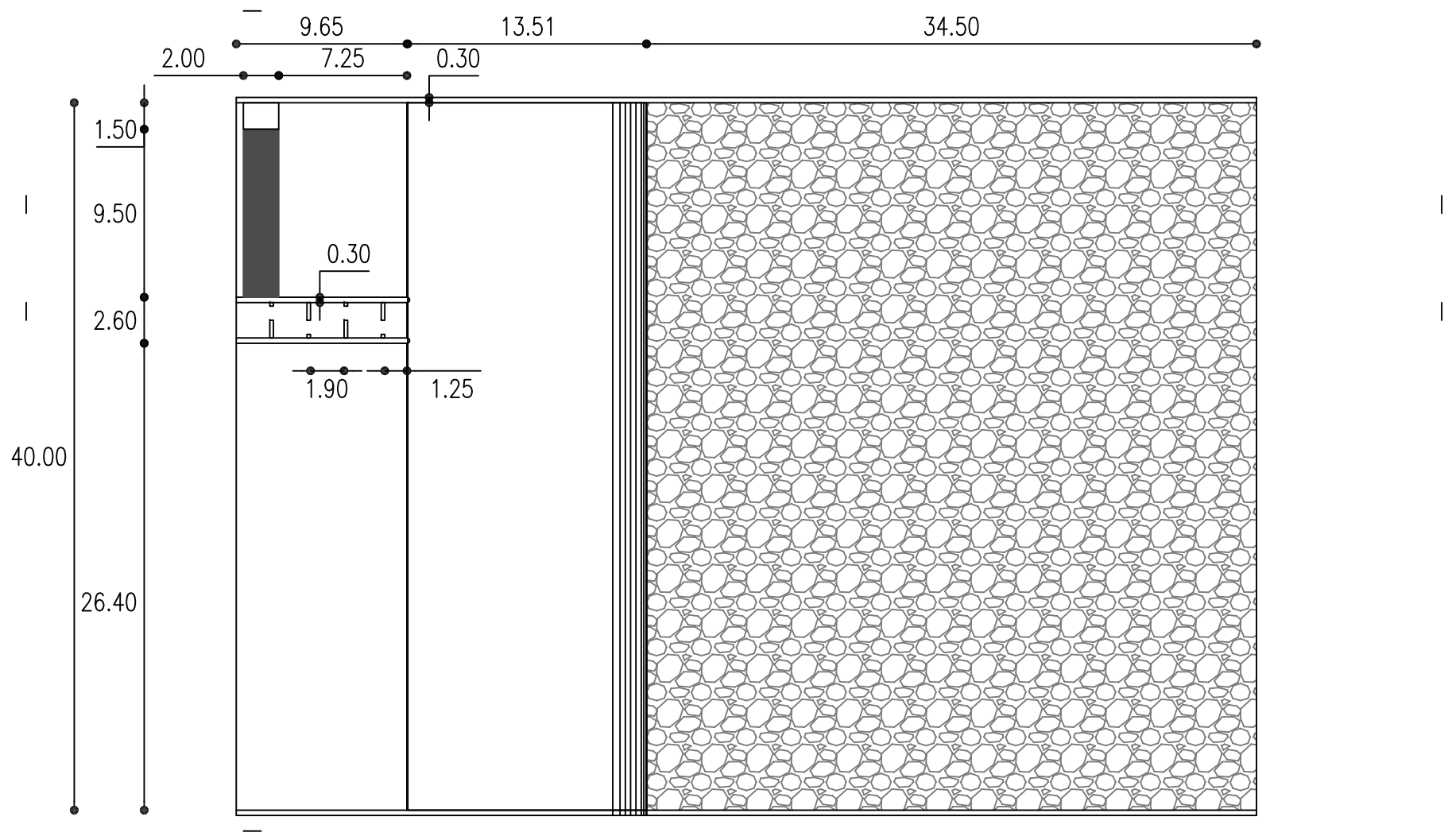



CORTE 4–4

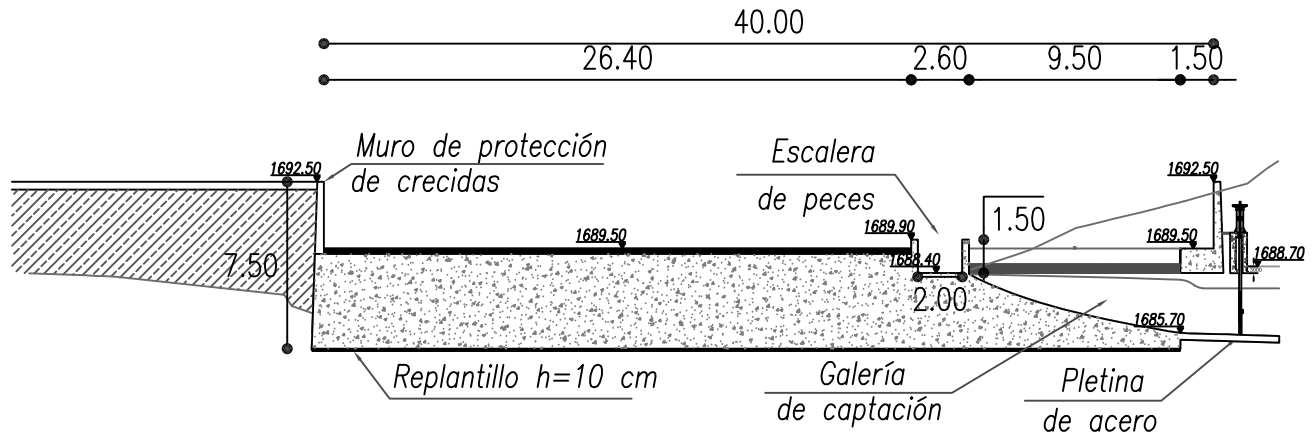



Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

Contiene:
Obras de toma - perfiles

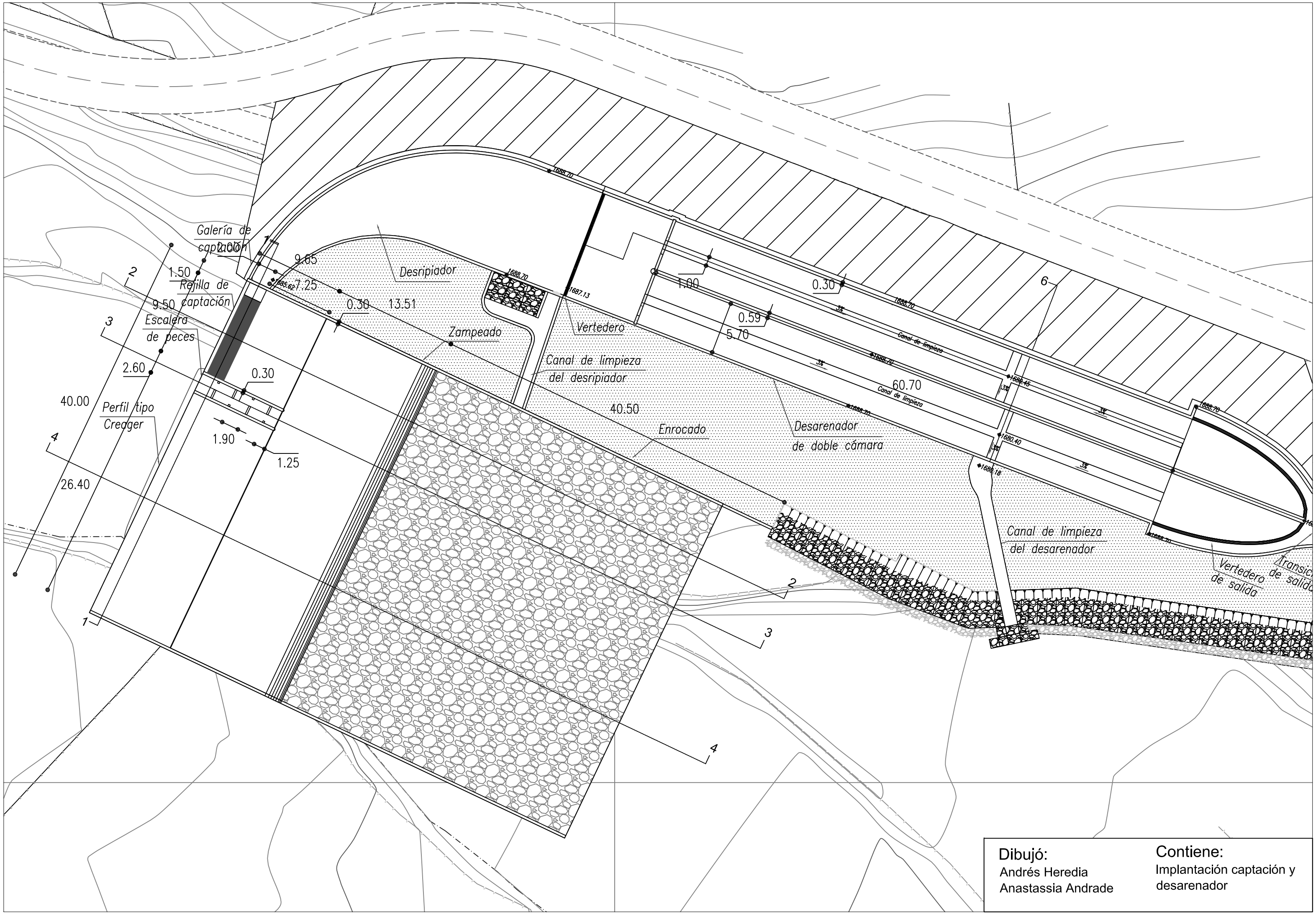



CORTE 1–1



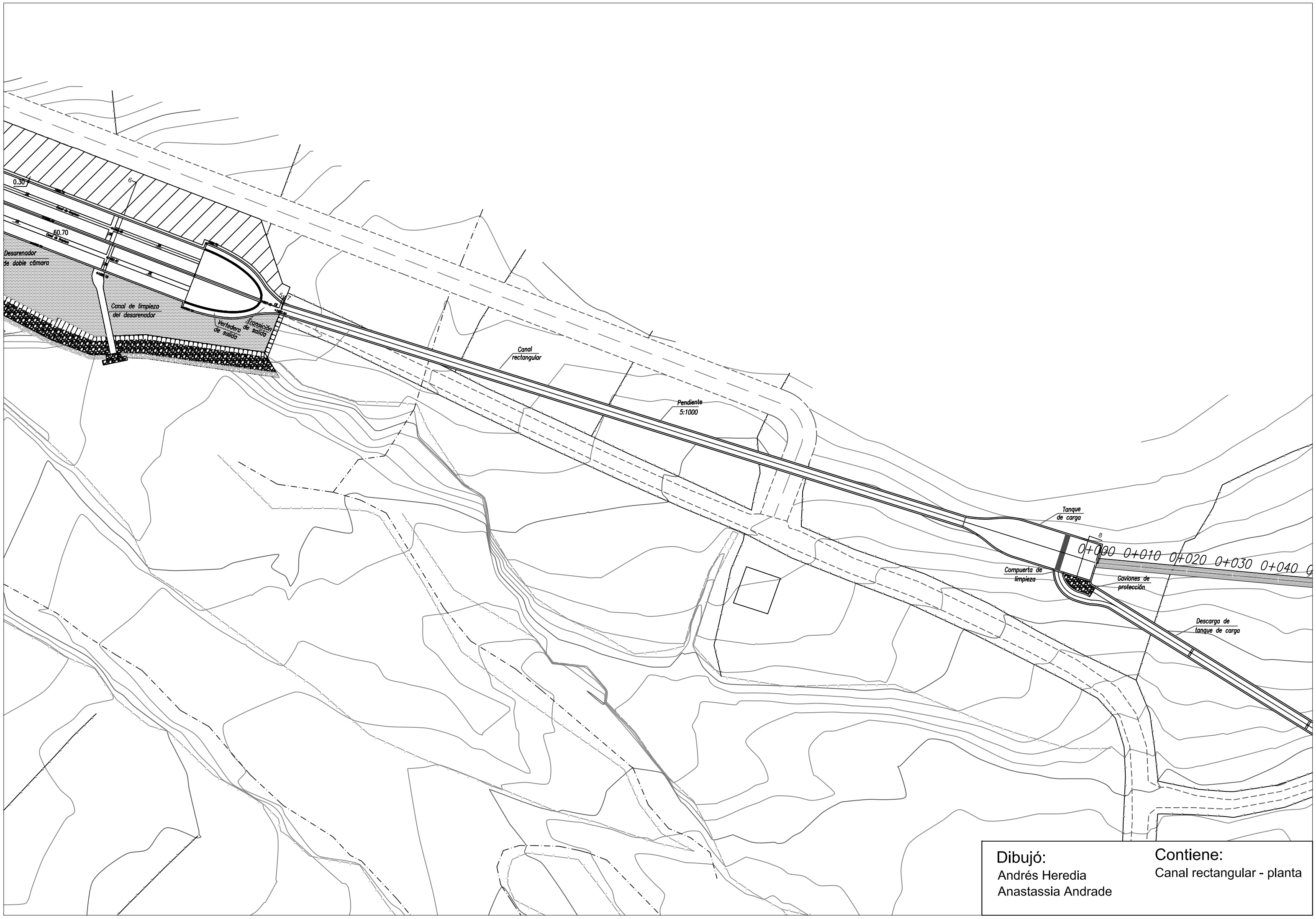

Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

Contiene:
Obras de toma




Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

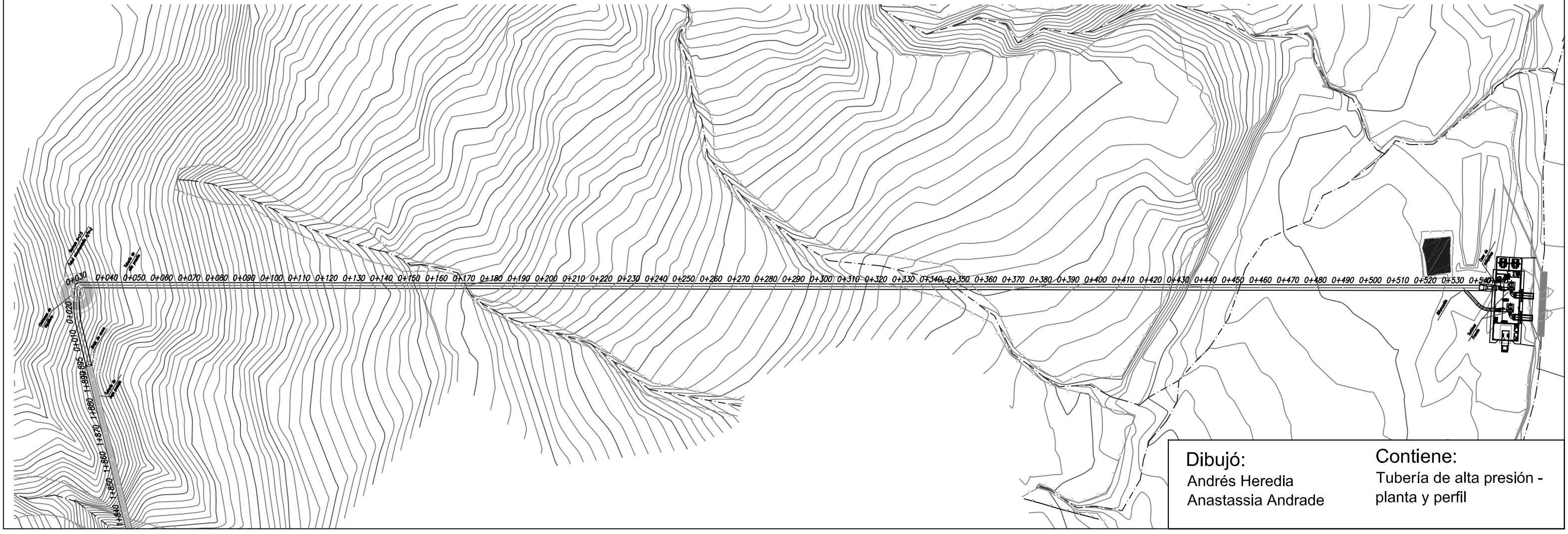
Contiene:
Implantación captación y desarenador




Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

Contiene:
Canal rectangular - planta

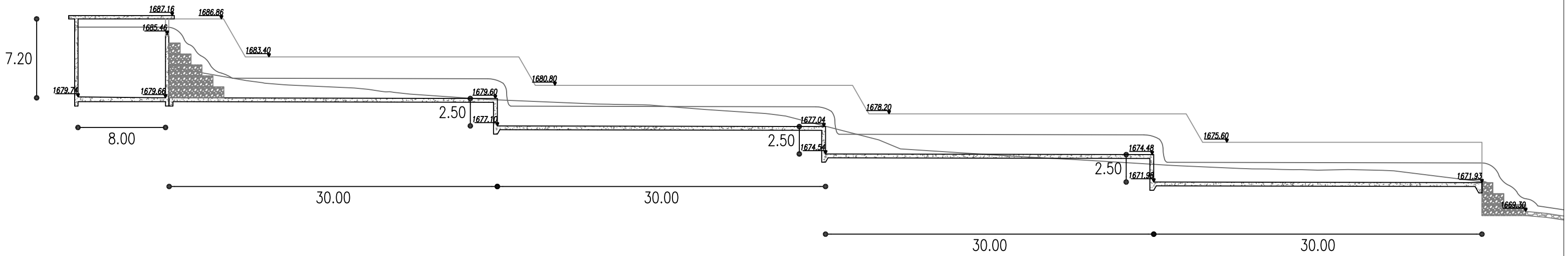



Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

Contiene:
Tubería de alta presión - planta y perfil

CORTE 8-8




Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

Contiene:
Tanque de carga y canal de descarga - perfilr

Tanque
de carga

8

0+000 0+010 0+020 0+030 0+040 0+050 0+060 0+070 0+080 0+090 0+100 0

Tubería de
baja presión

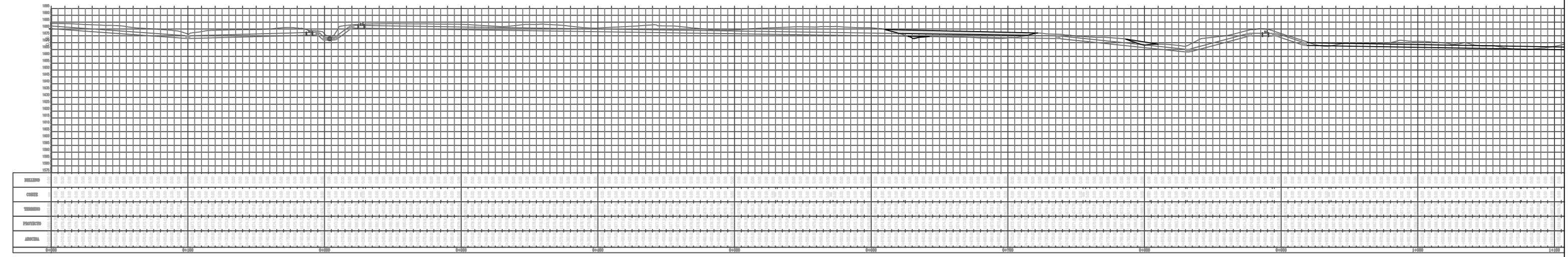
Compuerta de
limpieza

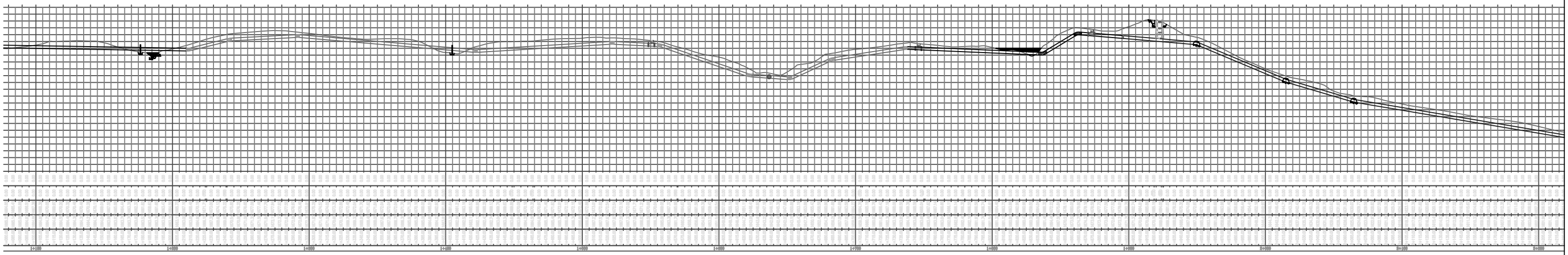
Gaviones de
protección

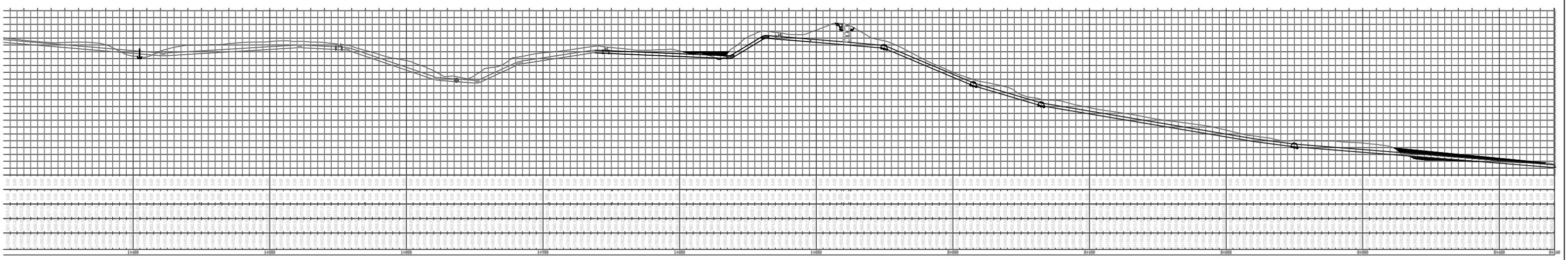
Descarga de
tanque de carga

Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

Contiene:
Tanque de carga y canal
de descarga

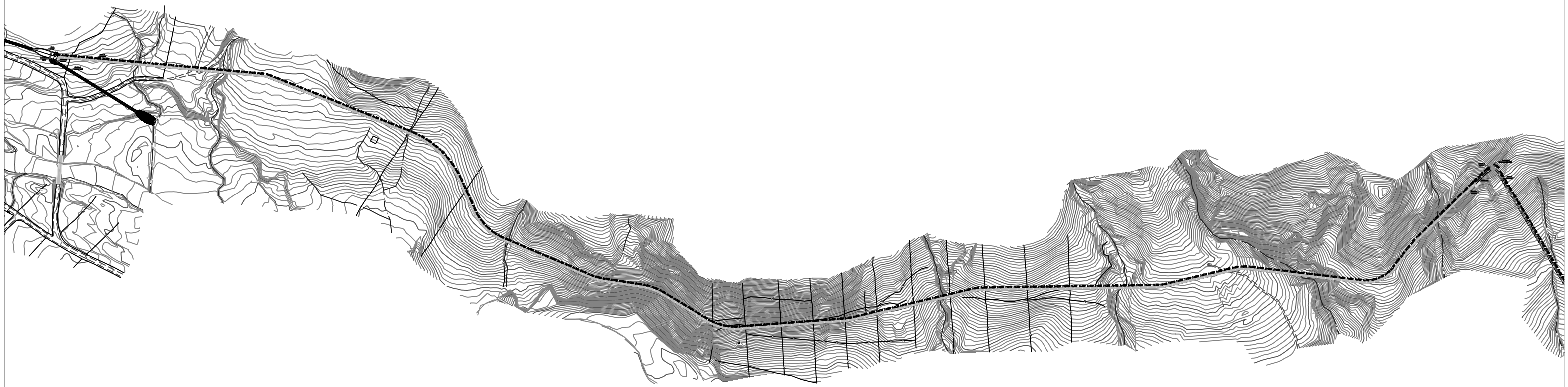




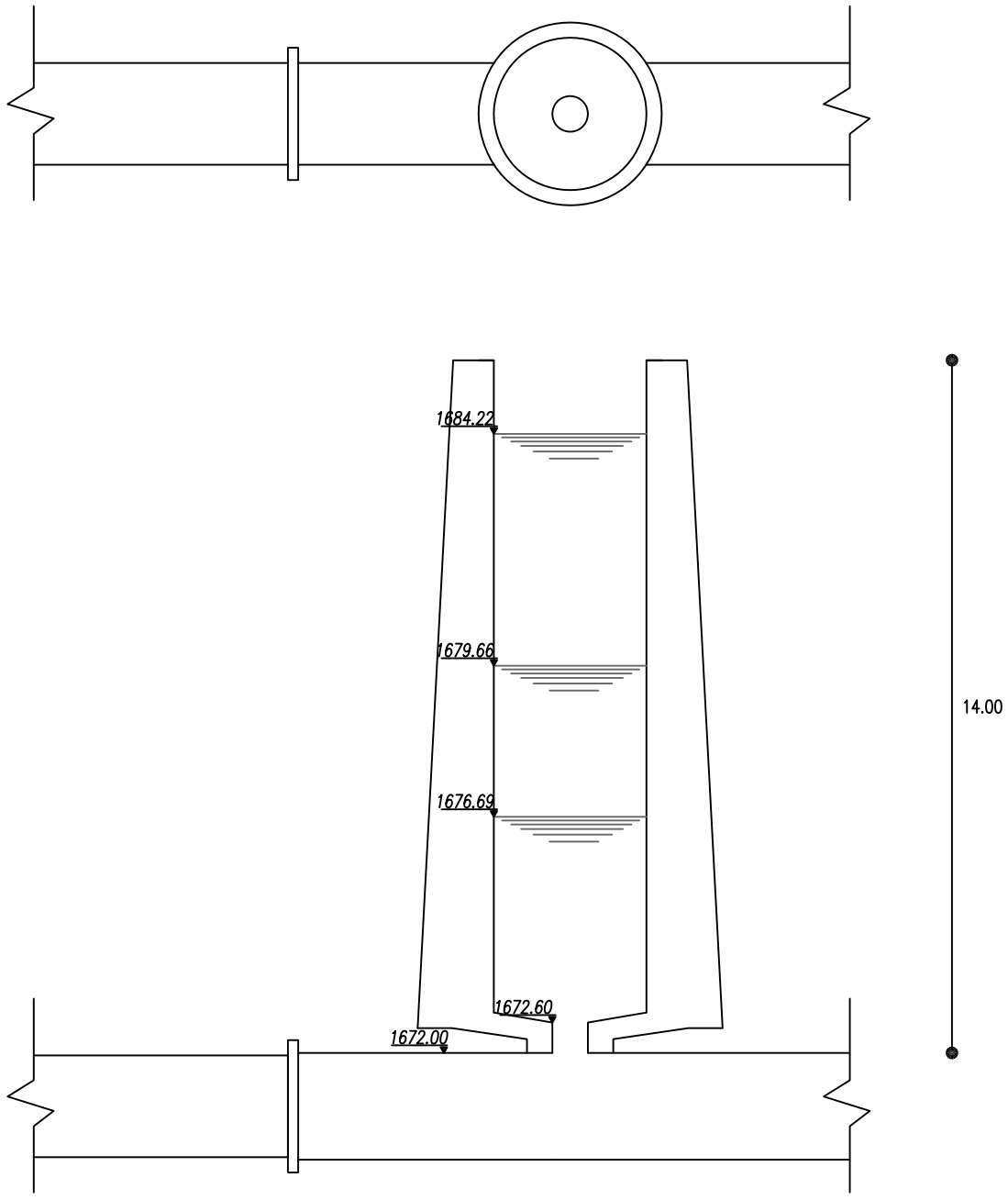
Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

Contiene:
Conducción - perfil



Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

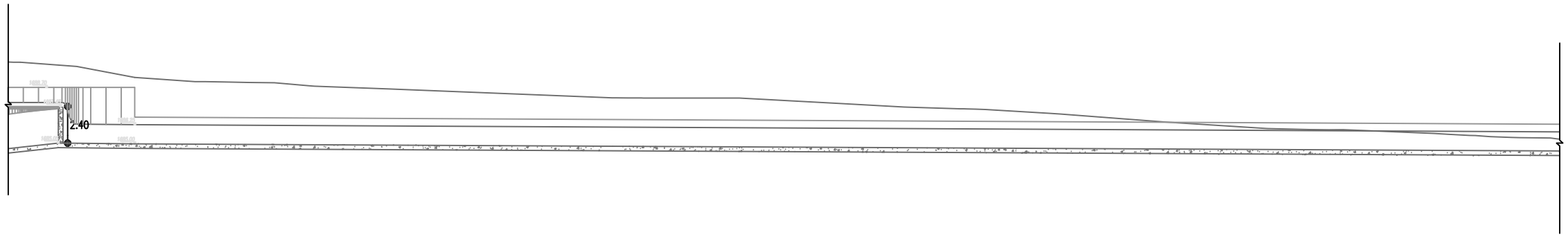
Contiene:
IConducción de baja presión - planta



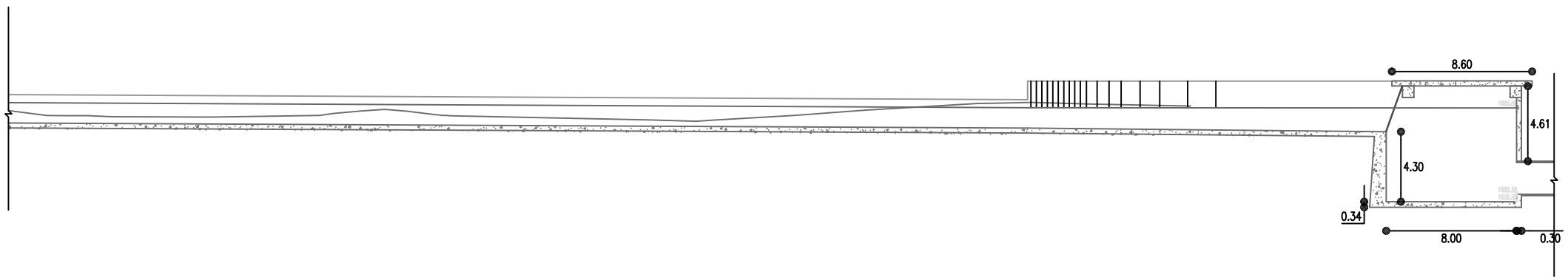

Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

Contiene:
Chimenea de equilibrio - esquemar

CORTE 7-7 (1)




CORTE 7-7 (2)




Dibujó:
Andrés Heredia
Anastassia Andrade

Contiene:
Canal rectangular - perfil

# ANEXO DE IMPACTO AMBIENTAL

FACTORES

ACCIONES

| | Instalación de campamentos | | | | Transporte de Materiales y Personal | | | | Desbroce y Desalojo de Vías de acceso | | | | Movimiento de tierras en vías de acceso | | | | Desbroce y desalojo para obras de captación, obras de conducción y casa de máquinas. | | | | Excavación para Cimentación | | | | Obras en Hormigón | | | | Obras electromecánicas | | | | Producción de energía | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Cambios en el relieve del terreno | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | | | |
| | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | | | | | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | | | | | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | | | | | | | | | | | |
| | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | | | |
| | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 4 | | | | | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | | | | | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | | | | | | | | | | | |
| | MOMENTO | 4 | EFECTO | 2 | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 2 | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 2 | MOMENTO | 4 | EFECTO | 2 | | | | | | | | | | | |
| Afectación de la estabilidad del suelo y erosión | | | | | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 1 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 2 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | MOMENTO | 2 | EFECTO | 3 | | | | | | | | | | | |
| Alteración física y química del agua | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 |
| | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 4 |
| | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 |
| | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 |
| | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 |
| Incremento del nivel de ruido | | | | | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 |
| | | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 1 |
| | | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 |
| | | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 2 | | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 2 | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 2 |
| | | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 3 | | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 2 | MOMENTO | 2 | EFECTO | 1 |
| Presencia de partículas por producción de polvo | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | | | | | | | | | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 2 | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 2 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 3 | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | | | | | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 1 | | | | | | | | |
| Producción de elementos tóxicos a la atmósfera | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 |
| | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 1 |
| | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 |
| | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 2 | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 2 |
| | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | MOMENTO | 4 | EFECTO | 2 | | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 2 | MOMENTO | 4 | EFECTO | 2 | MOMENTO | 2 | EFECTO | 1 |
| Afectación a la fauna | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | | | |
| | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | | | | | | | | | | | |
| | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | | | |
| | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 2 | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | | | | | | | | | | | |
| | MOMENTO | 2 | EFECTO | 1 | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | | | | | | | | | | | |
| Afectación a la vegetación | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | EXTENSION | 4 | INTENSIDAD | 4 | | | | | EXTENSION | 4 | INTENSIDAD | 4 | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 4 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 4 | | | | | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 3 | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 3 | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | | | | | | | | | | | |
| Pérdida del valor escénico | | | | | | | | | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 1 | | | | | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 4 | | | | | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 4 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 3 | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 3 | | | | | | | | |
| Generación de empleo | SIGNO | + | ACUMULACION | 1 | | | | | | | | | | | | | SIGNO | + | ACUMULACION | 1 | | | | | SIGNO | + | ACUMULACION | 1 | | | | | SIGNO | + | ACUMULACION | 1 |
| | EXTENSION | 2 | INTENSIDAD | 4 | | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 4 | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 4 | | | | | EXTENSION | 6 | INTENSIDAD | 1 |
| | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | | | | | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 2 |
| | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 2 | | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 2 | | | | | RECUPERABILIDAD | 1 | PERIODICIDAD | 4 | | | | | RECUPERABILIDAD | 6 | PERIODICIDAD | 1 |
| | MOMENTO | 4 | EFECTO | 3 | | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 3 | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 3 | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 |
| Generación eléctrica | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | SIGNO | + | ACUMULACION | 1 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 6 | INTENSIDAD | 6 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 3 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 8 | PERIODICIDAD | 4 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 4 | EFECTO | 3 |
| Incremento de inversión y turismo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | SIGNO | - | ACUMULACION | 3 | SIGNO | - | ACUMULACION | 3 | SIGNO | + | ACUMULACION | 1 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | EXTENSION | 1 | INTENSIDAD | 1 | EXTENSION | 4 | INTENSIDAD | 1 | EXTENSION | 6 | INTENSIDAD | 4 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | PERSISTENCIA | 1 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 2 | REVERSIBILIDAD | 1 | PERSISTENCIA | 4 | REVERSIBILIDAD | 3 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 2 | PERIODICIDAD | 1 | RECUPERABILIDAD | 6 | PERIODICIDAD | 1 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | MOMENTO | 2 | EFECTO | 1 | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 | MOMENTO | 2 | EFECTO | 2 |