INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, EMBALSES MULTIPROPÓSITO CUENCA SANTA MARÍA

VOLUMEN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

CANAL DE PANAMÁ

2020

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 14

2. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO 15

3. OBJETIVOS 16
3.1. OBJETIVO GENERAL 16
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 16

4. ANTECEDENTES 17

5. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN DISPONIBLE 21
5.1. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN DE GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA 21
5.1.1. Localización del área de estudio 21
5.1.2. Revisión de información geográfica 21
5.1.2.1. Cartografía a escala 1:50,000 21
5.1.2.2. Modelo Digital de Elevación - MDE 22
5.1.2.3. Imágenes de las áreas de estudio 29
5.2. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN DE HIDROLOGÍA 30
5.2.1. Información de caudales 31
5.2.2. Información de precipitación 32
5.2.3. Información climatológica 35

6. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE EN SITIO DE OBRAS 37
6.1. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE 37
6.2. SISTEMAS DE BOMBEO 37
6.2.1. Sistema 1 38
6.2.2. Sistema 2 39
6.2.3. Sistema 3 41
6.2.4. Sistema 4 43
6.2.5. Sistema 5 Aguadulce 45

7. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS 48
7.1. CUENCA DEL RÍO SANTA MARÍA (CUENCA 132) 48
7.2. PLUVIOMETRÍA CUENCA SANTA MARÍA 48
7.2.1. Variación espacial de la precipitación 49
7.2.2. Distribución temporal de la precipitación 50
7.2.2.1. Río Santa María 50
7.3. CAUDALES MEDIOS CUENCA SANTA MARÍA 50
7.4. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MEDIOS EN EL SITIO DE PROYECTO 53
7.5. CAUDALES MÁXIMOS CUENCA SANTA MARÍA 54
7.6. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS EN EL SITIO DE PROYECTO 59
7.7. CRECIENTE MÁXIMA PROBABLE EN SITIOS DE PROYECTO 59

7.8. HIDROGRAMA DE LA CRECIENTES MÁXIMA PROBABLE EN EL SITIO DE PROYECTO 61
7.8.1. Características de la cuenca hidrográfica 61
7.8.2. Tiempo de concentración 62
7.8.3. Caudal base del hidrograma 63
7.8.4. Hidrogramas SCS 64
7.9. TRÁNSITO DE CRECIENTES EN EL RESERVORIO 66
7.10. ESTIMACIÓN DE PÉRDIDA DEL SUELO MEDIANTE MÉTODO U.S.L.E. 67
7.10.1. Factor R 68
7.10.1.1. Índice Modificado De Fournier 69
7.10.1.2. Capacidad De Las Lluvias De Erosionar El Suelo 70
7.10.2. Factor K 71
7.10.3. Factor LS 73
7.10.4. Factor C 74
7.10.5. Factor P 76
7.10.6. Pérdida del Suelo 76
7.10.7. Mediciones en cuenca del Río Santa María 76
7.11. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA DEL CANAL DE PANAMÁ 77
7.12. COEFICIENTE DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS 78
7.13. APORTE DE SEDIMENTOS AL SITIO DE PROYECTO 79

8. CRITERIOS Y METODOLOGÍAS 81
8.1. NIVELES DE OPERACIÓN 81
8.2. SISTEMA DE DESVÍO 81
8.2.1. Creciente de diseño 81
8.2.2. Localización de las estructuras 82
8.2.3. Altura de ataguías 82
8.2.4. Dimensionamiento del túnel de desvío 82
8.2.4.1. Pérdidas localizadas 82
8.2.4.2. Pérdidas por fricción 82
8.3. DESCARGA DE FONDO 83
8.3.1. Caudal de diseño 83
8.3.2. Localización de las estructuras 83
8.3.3. Captación 83
8.3.3.1. Esquema implementado 83
8.3.3.2. Nivel de entrada 84
8.3.3.3. Velocidad de diseño captación descarga de fondo 84
8.3.3.4. Sumergencia crítica 84
8.3.3.4.1. Sumergencia crítica por la fórmula de Gordon 85
8.3.3.4.2. Sumergencia crítica por la fórmula de Knauss 85
8.3.3.5. Dimensión mínima orificios 85
8.3.4. Conductos a presión 85
8.3.5. Cámara de compuertas 86
8.4. DESCARGA DE CAUDALES DE USOS A PIE DE PRESA 86

8.4.1. Caudal de diseño 86
8.4.2. Localización de las estructuras 87
8.4.3. Captación 87
8.4.3.1. Esquema implementado 87
8.4.3.2. Velocidad de diseño captación caudales de usos 87
8.4.3.3. Sumergencia crítica 87
8.4.4. Conducto a presión 88
8.4.5. Cámara de válvulas 88
8.4.6. Válvulas Howell Bunger 88
8.4.7. Rápida de descarga 88
8.5. VERTEDERO 90
8.5.1. Capacidad Hidráulica 91
8.5.2. Gola 92
8.6. SISTEMAS DE BOMBEO 95
8.6.1. Criterios generales de planteamiento de los sistemas de bombeo 96
8.6.2. Creciente de diseño 96
8.6.3. Presa de derivación 97
8.6.4. Captación 100
8.6.5. Canal de aducción 100
8.6.6. Desarenador 101
8.6.7. Sistemas de bombeo 102
8.6.8. Impulsiones 103
8.6.9. Tanques de carga 104
8.6.9.1. Desagüe de fondo 105
8.6.9.1.1. Tiempo de vaciado 105
8.6.9.1.2. Caudal de diseño 105
8.6.9.1.3. Conducto de desagüe o limpieza 105
8.6.9.1.4. Compuerta de desagüe 105
8.6.9.2. Rebose 106
8.6.9.2.1. Vertedero Rectangular 106
8.6.9.2.2. Canal colector de excesos 108
8.6.9.2.3. Canal de transición 109
8.6.9.2.4. Disipador Escalonado 110

9. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 115
9.1. PRESA DE REGULACIÓN 115
9.1.1. Reservorio 115
9.1.2. Sistema de desvío 115
9.1.3. Descarga de fondo 118
9.1.3.1. Caudal de diseño 118
9.1.3.2. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo 118
9.1.3.3. Captación Descarga de Fondo 120
9.1.4. Descarga de caudales 122

9.1.4.1. Captación descarga de caudales 122
9.1.4.2. Túnel descarga de caudales 122
9.1.5. Vertedero de excesos 125
9.2. SISTEMAS DE BOMBEO 131
9.2.1. Sistema de bombeo Santa María 1 - riego 132
9.2.1.1. Presa de derivación Santa María 1 132
9.2.1.2. Captación Santa María 1 133
9.2.1.3. Canal de aducción Santa María 1 134
9.2.1.4. Desarenador Santa María 1 134
9.2.1.5. Bombeo Santa María 1 135
9.2.1.6. Impulsiones Santa María 1 135
9.2.1.7. Tanque de carga Santa María 1 135
9.2.1.7.1. Disipador Escalonado Santa María 1 136
9.2.1.7.2. Desagüe de Tanque Santa María 1 136
9.2.2. Sistema de bombeo 2 - riego 136
9.2.2.1. Presa derivadora Santa María 2 136
9.2.2.2. Captación Santa María 2 137
9.2.2.3. Canal de aducción Santa María 2 138
9.2.2.4. Desarenador Santa María 2 138
9.2.2.5. Bombeo Santa María 2 139
9.2.2.6. Impulsiones Santa María 2 139
9.2.2.7. Tanque de carga Santa María 2 139
9.2.2.7.1. Disipador Escalonado Santa María 2 140
9.2.2.7.2. Desagüe de Tanque 140
9.2.3. Sistema de bombeo 3 – riego y abastecimiento 140
9.2.3.1. Presa derivadora Santa María 3 140
9.2.3.2. Captación Santa María 3 142
9.2.3.3. Canal de aducción Santa María 3 142
9.2.3.4. Desarenador Santa María 3 142
9.2.3.5. Bombeo Santa María 3 143
9.2.3.6. Impulsiones Santa María 3 143
9.2.3.6.1. Impulsión 3 – Para Riego 143
9.2.3.6.2. Impulsión 3 – Para Abastecimiento 144
9.2.3.7. Tanques de carga Santa María 3 144
9.2.3.7.1. Disipador Escalonado Santa María 3 144
9.2.3.7.2. Desagüe de Tanque Santa María 3 145
9.2.4. Sistema de bombeo 4 – riego y abastecimiento 145
9.2.4.1. Presa derivadora Santa María 4 145
9.2.4.2. Captación Santa María 4 146
9.2.4.3. Canal de aducción Santa María 4 146
9.2.4.4. Desarenador Santa María 4 147
9.2.4.5. Bombeo Santa María 4 147
9.2.4.6. Impulsiones Santa María 4 148

9.2.4.6.1. Impulsión 4 Riego 148
9.2.4.6.2. Impulsión 4 Abastecimiento 148
9.2.4.7. Tanques de carga Santa María 4 149
9.2.4.7.1. Disipador Escalonado Santa María 4 149
9.2.4.7.2. Desagüe de Tanque Santa María 4 150
9.2.5. Sistema de bombeo Aguadulce - abastecimiento 150
9.2.5.1. Presa derivadora Santa María Aguadulce 150
9.2.5.2. Captación Santa María Aguadulce 151
9.2.5.3. Canal de aducción Santa María Aguadulce 151
9.2.5.4. Desarenador Santa María Aguadulce 152
9.2.5.5. Bombeo Santa María Aguadulce 152
9.2.5.6. Impulsiones Santa María Aguadulce 153
9.2.5.7. Tanque de carga Santa María Aguadulce 153
9.2.5.7.1. Disipador Escalonado Aguadulce 153
9.2.5.7.2. Desagüe de Tanque Aguadulce 154
9.2.6. Distribución caudal de abastecimiento desde Aguadulce 154

10. RESULTADOS Y RECOMENDACIONES 157
10.1. RESULTADOS 157
10.1.1. Presa de regulación 157
10.1.2. Reservorio 157
10.1.3. Sistema de desviación 157
10.1.4. Descarga de fondo 157
10.1.5. Descarga de caudales 158
10.1.6. Vertedero de excesos 158
10.1.7. Sistemas de bombeo 158
10.1.8. Impulsiones 158
10.1.9. Distribuciones 159
10.2. RECOMENDACIONES 160

11. REFERENCIAS 161

12. ANEXOS 164

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización del área de estudio

Figura 2. Distribución de planchas de la cartografía 50,000 IGNTN

Figura 3. Global Mapper de online imágenes

Figura 4. Global Mapper cubrimiento de las imágenes

Figura 5. Localización de las estaciones hidrométricas en el área de interés

Figura 6. Localización de las estaciones de precipitación

Figura 7. Infraestructura Existente Presa Gatú

Figura 8. Localización sistema de bombeo 1

Figura 9. Infraestructura Existente Bombeo 1

Figura 10. Localización sistema de bombeo 2

Figura 11. Infraestructura Existente Bombeo 16.2.3. Sistema 3

Figura 12. Localización sistema de bombeo 3

Figura 13. Infraestructura Existente Bombeo 3

Figura 14. Localización sistema de bombeo 4

Figura 15. Infraestructura Existente Bombeo 4

Figura 16. Localización sistema de bombeo 5

Figura 17. Infraestructura existente bombeo 5

Figura 18. Cuenca Río Santa María

Figura 19. Distribución espacial de la precipitación media anual

Figura 20. Variación de precipitación en la Estación San Juan - Río Santa María

Figura 21. Régimen de caudales en las estaciones de la Cuenca Santa María

Figura 22. Tendencia de los caudales medios en la estación San Francisco

Figura 23. Tendencia de los caudales medios en la estación La Soledad

Figura 24. Tendencia de los caudales medios en la estación Joron

Figura 25. Ajuste probabilístico de caudales máximos Estación San Francisco – Río Santa María (132-01-03)

Figura 26. Regiones hidrológicamente homogéneas

Figura 27. Envolvente de Creager

Figura 28. Hidrograma Unitario Triangular del SCS

Figura 29. Hidrograma unitario sintético de la CMP - Gatú

Figura 30. Tránsito del hidrograma de la CMP en el reservorio - Gatú

Figura 31. Distribución espacial del Factor R

Figura 32. Texturas del suelo en Panamá

Figura 33. Mapa de pendientes en el área de estudio

Figura 34. Tipos de vegetación en Panamá

Figura 35. Relación de producción respecto al área de la cuenca (tomado del documento “Determinación de Coeficientes de Producción de Sedimentos en Cuencas Extensas”)

Figura 36. Perfil Abocinamiento Típico

Figura 37. Ecuaciones básicas del flujo gradualmente variado

Figura 38. Curva de descarga vertedero - Gatú

Figura 39. Parámetros Perfil Gola

Figura 40. Parámetros Gola - Gatú

Figura 41. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera - Gatú

Figura 42. Perfil Gola - Gatú

Figura 43. Parámetros Perfil Gola

Figura 44. Parámetros Vertedero Rectangular de Pared Gruesa.

Figura 45. Determinación Coeficiente ε2

Figura 46. Alcance del Chorro

Figura 47. Esquema de definiciones: (a) escalones para θ=19, 23, 30 y 55°, (b) escalones tomados para θ = 5.7, 8.5 y 11.3° (Ohtsu).

Figura 48. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

Figura 49. Esquema general de la captación de la descarga de fondo

Figura 50. Esquema de la propuesta 6 de deflectores (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

Figura 51. Perfil de flujo promedio (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

Figura 52. Esquema típico de canal regular

Figura 53. Esquema de la entrega de caudales de usos

Figura 54. Planta General Vertedero

Figura 55. Curva de descarga del vertedero de excesos

Figura 56. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera – Gatú

Figura 57. Perfil Gola – Gatú

Figura 58. Tránsito de la CMP en el reservorio

Figura 59. Localización general de los sistemas de bombeo para el suministro de caudales al área de estudio

Figura 60. Perfil Gola Santa María 1

Figura 61. Perfil Gola Santa María 2

Figura 62. Perfil Gola Santa María 3

Figura 63. Perfil Gola Santa María 4

Figura 64. Perfil Gola Santa María Aguadulce

Figura 65. Trazado Distribución desde Aguadulce

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Sitios identificados en la cuenca del río Santa María

Tabla 2. Indicadores para la cuenca del río Santa María

Tabla 3. Presupuestos de las alternativas analizadas en la cuenca del río Santa María

Tabla 4. Flujo de Caja Neto - Indicadores financieros

Tabla 5. Matriz multicriterio Santa María

Tabla 6. Descripción de los datos JAXA AW3D30m

Tabla 7. Diferencias JAXA con vértices IGNTG

Tabla 8. Vértices PESÉ - IGNTG

Tabla 9. Vértices CHITRÉ - IGNTG

Tabla 10. Vértices OCÚ - IGNTG

Tabla 11. Vértices PARIS PARITA - IGNTG

Tabla 12. Vértices CARIPA - IGNTG

Tabla 13. Vértices CHORRERA - IGNTG

Tabla 14. Vértices SAN MIGUELITO - IGNTG

Tabla 15. Vértices PACORA - IGNTG

Tabla 16. Vértices CHEPO - IGNTG

Tabla 17. Vértices PEDRO MIGUEL - IGNTG

Tabla 18. Vértices TOM² - IGNTG

Tabla 19. Descripción de la información de caudales medios recopilada

Tabla 20. Descripción de la información de caudales máximos instantáneos recopilada

Tabla 21. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2017

Tabla 22. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2000

Tabla 23. Periodo de registro en las estaciones hidrométricas

Tabla 24. Periodo de registro en las estaciones pluviométricas

Tabla 25. Estaciones empleadas en la caracterización climatológica

Tabla 26. Estaciones de precipitación empleadas

Tabla 27. Precipitación Total Anual

Tabla 28. Estimación de rendimientos hídricos medios

Tabla 29. Estimación de caudales en los sitios de proyecto propuestos

Tabla 30. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno en la estación de referencia. Periodo 1973-2015

Tabla 31. Relaciones para estimación del caudal máximo por zonas homogéneas

Tabla 32. Caudal máximo promedio en cada estación

Tabla 33. Factores para diferentes periodos de retorno

Tabla 34. Caudales máximos en las estaciones para diferentes periodos de retorno

Tabla 35. Comparación de resultados de caudales máximos para diferentes periodos de retorno con las metodologías descritas Estación San Francisco. Periodo 1973-2015

Tabla 36. Caudales máximos en el sitio de presa

Tabla 37. Valores de rendimientos hídricos de CMP para C de Creager = 100.

Tabla 38. Creciente Máxima Probable determinada para los sitios de proyecto seleccionados en la cuenca Santa María por el método de Creager

Tabla 39. Características morfométricas

Tabla 40. Métodos utilizados para el cálculo del tiempo de concentración, Tc

Tabla 41. Tiempos de concentración

Tabla 42. Caudal base del hidrograma

Tabla 43. Datos del hidrograma unitario sintético de la CMP - Gatú

Tabla 44. Resumen de resultados del tránsito de la CMP - Gatú

Tabla 45. Valores de referencia del índice de Fournier

Tabla 46. IF y su clasificación zona de proyecto

Tabla 47. Resultados IMF

Tabla 48. Clasificación de la erosividad de las lluvias

Tabla 49. Erosividad de las lluvias en las estaciones en estudio

Tabla 50. Valor del factor K

Tabla 51. Valores generales de SL

Tabla 52. Factor C en península de Azuero

Tabla 53. Factor C

Tabla 54. Cuadro 31 Informe Hidrológico Proyecto Cerro Gordo - Sedimentos

Tabla 55. Transporte de sedimentos promedio en las estaciones

Tabla 56. Tasa de denudación medida en estaciones

Tabla 57. Rendimiento de construcción para el túnel de desvío

Tabla 58. Capacidad de descarga para el vaciado de los reservorios

Tabla 59. Cálculo de la condiciones críticas al inicio de la rápida

Tabla 60. Curva de descarga vertedero - Gatú

Tabla 61. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)

Tabla 62. Caudales medios en sitios (Santa María)

Tabla 63. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno en sitios (Santa María)

Tabla 64. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)

Tabla 65. Valores del Coeficiente a

Tabla 66. Velocidad de sedimentación

Tabla 67. Pérdidas localizadas del sistema de desvío

Tabla 68. Pérdidas localizadas del túnel de desvío a flujo libre

Tabla 69. Pérdidas por fricción del túnel de desvío a presión

Tabla 70. Pérdidas localizadas de la descarga de fondo

Tabla 71. Pérdidas por fricción de la descarga de fondo

Tabla 72. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

Tabla 73. Resumen del eje hidráulico de la rápida de descarga

Tabla 74. Dimensionamiento orificios captación descarga de fondo

Tabla 75. Cálculo sumergencia crítica para descarga de fondo

Tabla 76. Dimensionamiento orificios captación descarga de usos.

Tabla 77. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios

Tabla 78. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios

Tabla 79. Diámetro de las válvulas para la descarga de caudales (m)

Tabla 80. Capacidad hidráulica de la descarga de usuarios

Tabla 81. Dimensiones para canales en cámara de usos

Tabla 82. Curva de descarga del vertedero de excesos

Tabla 83. Tránsito de la creciente CMP en el reservorio

Tabla 84. Caudales de diseño de los sistemas de bombeo

Tabla 85. Características presa derivadora Santa María 1

Tabla 86. Características canal de aducción Santa María 1

Tabla 87. Características Desarenador Santa María 1

Tabla 88. Características tanque de succión Santa María 1

Tabla 89. Dimensionamiento Bombeo Santa María 1

Tabla 90. Características tanque de riego Santa María 1

Tabla 91. Características Disipador Tanque Santa María 1

Tabla 92. Características presa derivadora Santa María 2

Tabla 93. Características canal de aducción Santa María 2

Tabla 94. Características Desarenador Santa María 2

Tabla 95. Características tanque de succión Santa María 2

Tabla 96. Dimensionamiento Bombeos Santa María 2

Tabla 97. Características tanque de riego Santa María 2

Tabla 98. Características Disipador Tanque Santa María 2

Tabla 99. Características presas derivadora Santa María 3

Tabla 100. Características canal de aducción Santa María 3

Tabla 101. Características Desarenador Santa María 3

Tabla 102. Características tanque de succión Santa María 3

Tabla 103. Dimensionamiento Bombeos Santa María 3

Tabla 104. Características tanque de riego Santa María 3

Tabla 105. Características tanque de abastecimiento Santa María 3

Tabla 106. Características Disipador Tanque Santa María 3

Tabla 107. Características presas derivadora Santa María 4

Tabla 108. Características canal de aducción Santa María 4

Tabla 109. Características Desarenador Santa María 4

Tabla 110. Características tanque de succión Santa María 4

Tabla 111. Dimensionamiento Bombeos Santa María 4

Tabla 112. Características tanque de riego Santa María 4

Tabla 113. Características tanque de abastecimiento Santa María 4

Tabla 114. Características Disipador Tanque Santa María 4

Tabla 115. Características presas derivadora Santa María Aguadulce

Tabla 116. Características canal de aducción Santa María Aguadulce

Tabla 117. Características Desarenador Aguadulce

Tabla 118. Características tanque de succión Santa María Aguadulce

Tabla 119. Dimensionamiento Bombeo Santa María Aguadulce

Tabla 120. Características tanques de abastecimiento

Tabla 121. Características Disipadores Tanques Santa María Aguadulce

Tabla 122. Comunidades beneficiadas Distribución tanque 2A entre salida y entrega

Tabla 123. Dimensionamiento tuberías de distribución desde Aguadulce

Tabla 124. Dimensionamiento Bombeos Riego Santa María

Tabla 125. Dimensionamiento Bombeos abastecimiento Santa María

Tabla 126. Dimensionamiento Impulsiones riego Santa María

Tabla 127. Dimensionamiento Impulsiones abastecimiento Santa María

Tabla 128. Distribución de caudales por comunidad

Tabla 129. Diámetros tuberías distribución caudales desde Aguadulce

1. INTRODUCCIÓN

El gobierno de Panamá identificó la cuenca del río Santa María como fuente potencial para incrementar el suministro de agua potable, riego y otros usos. Para ello se adelantó inicialmente el análisis de alternativas, con el objetivo de identificar los posibles sitios de proyecto y seleccionar alternativas para su posterior desarrollo a nivel de diseño conceptual.

En cumplimiento de los requerimientos del contenido establecido en los Términos de Referencia, numeral 1.2.9 Sección 01 31 19, el presente documento se compone de los capítulos indicados a continuación:

Capítulo 2.	Justificación del proyecto.
Capítulo 3.	Objetivos.
Capítulo 4.	Antecedentes
Capítulo 5.	Recopilación de información disponible
Capítulo 5.	Infraestructura existente en sitio de obras
Capítulo 7.	Análisis hidrológicos
Capítulo 8.	Criterios y metodologías
Capítulo 9.	Descripción del Proyecto Gatú
Capítulo 10.	Resultados y recomendaciones
Capítulo 11.	Referencias
Capítulo 12.	Anexos

2. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

El gobierno de Panamá aprobó en agosto de 2016 a través de la resolución N° 114 el “Plan Nacional de Seguridad Hídrica” (PNSH): Agua para Todos 2015-2050”. Este plan tiene como objetivo garantizar el acceso al agua a toda la población y el desarrollo económico con la calidad y cantidad apropiadas, considerando la protección del recurso hídrico y el cambio climático. Para implementar estos estudios, el "Ministerio de Ambiente" (MiAmbiente) de la República de Panamá firmó con la ACP varios contratos, incluido el contrato de servicios de consultoría “Estudios de Diseño preliminar para Establecer Reservorios Multipropósitos en la Cuenca del Río La Villa y de Diseño conceptual para los Ríos Santa María, Parita y la Subcuenca del Río Perales, en la Región de Azuero y la Provincia de Veraguas, para la Producción de Agua Potable y Actividades Agropecuarias”, a su vez la ACP encargó a INGETEC el desarrollo de dichos estudios mediante el contrato SAA-397034.

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVO GENERAL

- Conceptualizar las obras requeridas para atender las demandas de agua para los usos identificados en los estudios de demanda de agua por medio de análisis a nivel de diseño conceptual.

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Presentar al Cliente los resultados de los diseños a nivel de diseño conceptual, de las obras hidráulicas de la presa Gatú.
- Preparar los esquemas de presa y vertedero de excesos de la presa Gatú, así como sistemas de bombeo para la cuenca del río Santa María.

4. ANTECEDENTES

En el marco del presente estudio, en una primera fase, se realizaron los análisis de alternativas en la cuenca del río Santa María, identificando 6 sitios de emplazamiento de reservorios que permitieran el máximo suministro de agua a las demandas identificadas del área de estudio. Para tal fin se utilizaron curvas de nivel cada 5 m (obtenidas del DTM JAXA) y ortofotos de la zona (obtenidas de google entre los años 2015 y 2016).

Sobre las curvas de nivel y las fotos aéreas se ubicaron los polígonos de áreas regables, posteriormente y con el fin de asegurar la formación de un valle amplio para la formación del reservorio, se identificaron los sitios en los que las curvas de nivel presentaban cierre a lo largo del cauce y aguas arriba se alejaban del mismo, identificando los 6 sitios que se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Sitios identificados en la cuenca del río Santa María

Nombre	Este	Norte	Cota (msnm)
SM_Santa María 185	493,201.75	929,129.33	185
SM_Santa María 175	493,587.41	927,531.12	175
SM_Santa María 165	493,346.98	926,442.83	165
SM_Santa María 105	487,521.95	919,196.84	105
SM_Betegui 185	498,282.48	926,666.69	185
SM_Gatú 180	507,927.59	927,869.26	180

Paralelamente a la identificación de los sitios de proyecto de reservorio, con base en los estudios de demanda en las áreas regables y la localización de los sistemas de abastecimiento rural y urbano, se estimó la demanda de agua en un total de 4.96 m³/s, de los cuales 0.73 m³/s son para abastecimiento y 4.23 m³/s para riego.

1 Para cada uno de los sitios identificados se determinaron indicadores de eficiencia (ver Tabla 2), los cuales permitieron identificar aquellas alternativas más atractivas. Sin embargo tomando en cuenta que éstas alternativas cumplen con la demanda de agua, no se incluyen análisis adicionales con diques auxiliares para aumentar la capacidad de almacenamiento.

Tabla 2. Indicadores para la cuenca del río Santa María

Nombre	Volumen útil (hm³)	Volumen de Presa (Mm³)	Demanda (m³/s)	Caudal medio entregado (m³/s)	Vol Útil/ Vol Presa	Q/ Vol Útil (m³/s/Hm³)	Q/H (m³/s/m)	Q/Vol Presa (m³/s/Mm³)
SM_Santa María 175	163.86	0.15	4.96	6.77	1,060.45	0.041	0.113	43.819
SM_Santa María 185	106.56	0.75	4.96	4.85	142.17	0.046	0.097	6.473
SM_Santa María 165	0.00	0.04	4.96	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SM_Santa María 105	18.04	0.14	4.96	1.99	125.95	0.110	0.044	13.893
SM_Betegui 185	27.27	0.28	4.96	0.85	97.54	0.031	0.014	3.035
SM_Gatú 180	204.24	0.40	4.96	7.84	515.89	0.038	0.089	19.806

Los análisis mostraron que los sitios que permiten obtener el mayor caudal regulado de todos los analizados, son SM_Gatú 180 con 7.84 m³/s y SM_Santa María 175 con 6.77 m³/s (mayores a la demanda esperada de 4.96 m³/s), siendo este último el que presenta mejores indicadores, por lo que se muestra como el mejor sitio para la implantación del proyecto.

Teniendo en cuenta que el análisis de alternativas tenía como objetivo analizar al menos dos alternativas de reservorio, se decidió realizar esquemas para estas dos alternativas.

Para cada una de las alternativas seleccionadas se elaboraron esquemas de presa en CCR y sus obras anexas (vertedero, descarga de caudales a pie de presa, descarga de fondo y sistema de desviación).

Para la alternativa SM_Santa María 175, sobre el río Santa María en la cota 175 msnm se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 60 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1V y talud aguas

abajo 1H:1V, una cresta de 205.64 m de longitud y 6.0 m de ancho, la cual requiere un volumen de 0.18 Mm³ para su construcción. Estaría fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos, requiriéndose un total de excavación de 0.11 Mm³.

Para la alternativa SM_Gatú 180, sobre el río Gatú en la cota 180 msnm se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 91.5 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1V y talud aguas abajo 1H:1V, una cresta de 299.5 m de longitud y 6.0 m de ancho, para la cual se requiere un volumen de 0.55 Mm³ para su construcción. Estaría fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos, requiriéndose un total de excavación de 0.25 Mm³.

A partir de los esquemas desarrollados y de curvas de costos (creadas por el consultor con información de proyectos similares en los que ha participado) se obtuvieron los presupuestos de construcción de las alternativas que se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Presupuestos de las alternativas analizadas en la cuenca del río Santa María

ÍTEM	SM_Santa María 175	SM_Gatú 180
Total Costos Directos	$ 148,259,184	$ 204,731,337
Costos Plan de Manejo Ambiental	$ 158,567,214	$ 85,496,790
Costos prediales	$ 924,871	$ 855,861
Costos imprevistos	$ 92,325,381	$ 87,325,197
Costos ingeniería y administración	$ 30,775,127	$ 29,108,399
COSTO TOTAL	$ 430,851,778	$ 407,517,585

De la misma manera se estimaron los ingresos, los cuales serían percibidos por el incremento del agua disponible para abastecimiento en las zonas urbanas y por incremento de agua disponible para riego. En el caso de la demanda de agua para abastecimiento en la zona rural, se encontró que no habrá crecimiento de la demanda de agua, por lo que no se generarán ingresos adicionales que beneficien el proyecto. El ingreso esperado por el incremento de la demanda de agua para abastecimiento se estimó en USD$ 42,509 por año, mientras que el ingreso por concepto de agua para riego se estimó en USD$ 20,990,083 por año con la consolidación del proyecto.

Con esta información se realizaron los análisis financieros obteniendo los indicadores VPN, TIR, relación Beneficio/Costo y ROI, que se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Flujo de Caja Neto - Indicadores financieros

INDICADOR	SM_Santa María 175	SM_Gatú 180
VPN ingresos	$ 78,282,933	$ 78,282,933
VPN costos	$ 393,549,187	$ 372,784,175
VPN Flujo caja	$ (315,266,254)	$ (294,501,242)
TIR	2.37%	2.63%
ROI	-80.11%	-79.00%
Relación B/C	0.199	0.210

Los resultados de los análisis financieros mostraron que las dos alternativas analizadas no presentan indicadores positivos, siendo SM_Gatú 180 la que muestra los indicadores menos favorables. En este caso ninguna de las dos alternativas sería atractiva desde el punto de vista financiero y no permitiría la recuperación de los costos de inversión.

Desde el punto de vista técnico, las alternativas fueron planteadas a partir de los criterios y metodologías expuestos en el presente documento y siguiendo normativas vigentes, que permitiesen asegurar su viabilidad técnica. Los procesos constructivos en estas alternativas que se resumen principalmente en movimiento de tierras, fabricación de concretos y suministro e instalación de equipos, pueden realizarse en la actualidad con facilidad para el desarrollo del proyecto, contando con contratistas de vasta experiencia permitiendo la minimización de riesgos en estos procesos. Por lo anterior, ninguno de estos aspectos genera diferencias técnicas significativas en el proceso constructivo, más que la diferencia de cantidades de obra a requerir en cada alternativa.

Desde el punto de vista operativo los procesos proyectados para la operación de todas las alternativas son procesos sin complejidad técnica que impliquen mano de obra altamente especializada o el uso de tecnologías desconocidas o que no hayan sido probadas con anterioridad en proyectos de este tipo.

Por todo lo anterior desde el punto de vista técnico, los procesos de construcción y operación serían similares en las alternativas analizadas y no ofrecen un aspecto diferenciador que permita recomendar o descartar alguna de ellas.

Desde el punto de vista ambiental, se realizó una evaluación basada en tres (3) metodologías de categorización, obteniendo de manera preliminar para todas las alternativas Categoría II en el MaTEA, Catergía III en la normativa nacional (Decreto 123) y Categoría A en los Principios de Ecuador. Como resultado del análisis y de las evaluaciones de impactos preliminares, se obtuvo que la alternativa de menor afectación desde un punto de vista ambiental, social, cultural y paisajístico es SM_Santa María 175.

Posteriormente se realizó un análisis multicriterio que permitió concluir que desde los puntos de vista financiero, técnico y ambiental la alternativa SM_Santa María 175 es la que presenta los indicadores financieros menos desfavorables y no presenta ninguna desventaja técnica. Para su construcción y operación no se presentaría procesos de alta complejidad técnica que impliquen mano de obra altamente especializada o el uso de tecnologías desconocidas o que no hayan sido probadas con anterioridad en proyectos de este tipo y desde el punto de vista ambiental corresponde a la alternativa de menor afectación, por lo que se recomienda continuar los estudios con ésta alternativa. En la Tabla 5 se presenta los resultados del análisis multicriterio.

Tabla 5. Matriz multicriterio Santa María

Alternativa Ítem	SM_Santa María_175	SM_Gatú_180
Objetivos del proyecto (Confiabilidad hídrica)	10.00	10.00
Rendimiento financiero	9.34	10.00
Evaluación social	6.21	10.00
Evaluación ambiental	10.00	10.00
Cronograma	10.00	7.14
Requerimiento y posibilidad de trasvase	10.00	10.00
TOTAL	9.36	9.64

Los resultados obtenidos muestran que la alternativa más favorable luego del análisis multicriterio es SM_Gatu_180, por lo que se recomienda continuar los estudios con esta alternativa.

Como se pudo especificar en el análisis realizado, las alternativas planteadas fueron estudiadas con criterios de diseño actuales y siguiendo normativas vigentes, que permiten asegurar su viabilidad técnica y que los procesos constructivos en estas alternativas se resumen principalmente en movimiento de tierras, fabricación de concretos y suministro e instalación de equipos, los cuales se pueden realizar en la actualidad con facilidad para el desarrollo del proyecto, contando con contratistas de vasta experiencia permitiendo la minimización de riesgos en estos procesos. Por lo anterior, ninguno de estos aspectos generaría diferencias técnicas significativas en el proceso constructivo, más que la diferencia de cantidades de obra a requerir en cada alternativa.

Desde el punto de vista operativo los procesos proyectados para la operación de todas las alternativas son procesos sin complejidad técnica que impliquen mano de obra altamente especializada o el uso de tecnologías desconocidas o que no hayan sido probadas con anterioridad en proyectos de este tipo. Por todo lo anterior desde el punto de vista técnico, los procesos de construcción y operación serían similares en las alternativas analizadas y no ofrecen un aspecto diferenciador entre ellas.

Realizada la evaluación multicriterio ACP solicitó información sobre el total de viviendas y los kilómetros de vías afectadas por ambas alternativas (siendo SM_Santa María 175 la que genera mayor afectación) y luego de hacer una evaluación de los resultados presentados, ACP comunicó a INGETEC mediante comunicado ISCC-SAA-397034-C017, la selección de la alternativa SM_Gatú 180 para llevar a cabo los diseños a nivel de diseño conceptual.

5. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN DISPONIBLE

5.1. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN DE GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

5.1.1. Localización del área de estudio

El área de estudio se localiza en la península de Azuero entre los 8°14´34¨ longitud Norte y los 81°01´03¨ longitud Oeste, en la provincia de Veraguas, con un área de 33,182.4 ha, encontrándose en los distritos de San Francisco, Calobre, Santiago, y Cañazas, y dentro de las regiones hidrográficas de: río Higuí – Cuay, río Gatú, río San Francisco y río Santa María parte media. La Figura 1 muestra la localización del área de estudio (véase Anexo 1 – Esquemas).

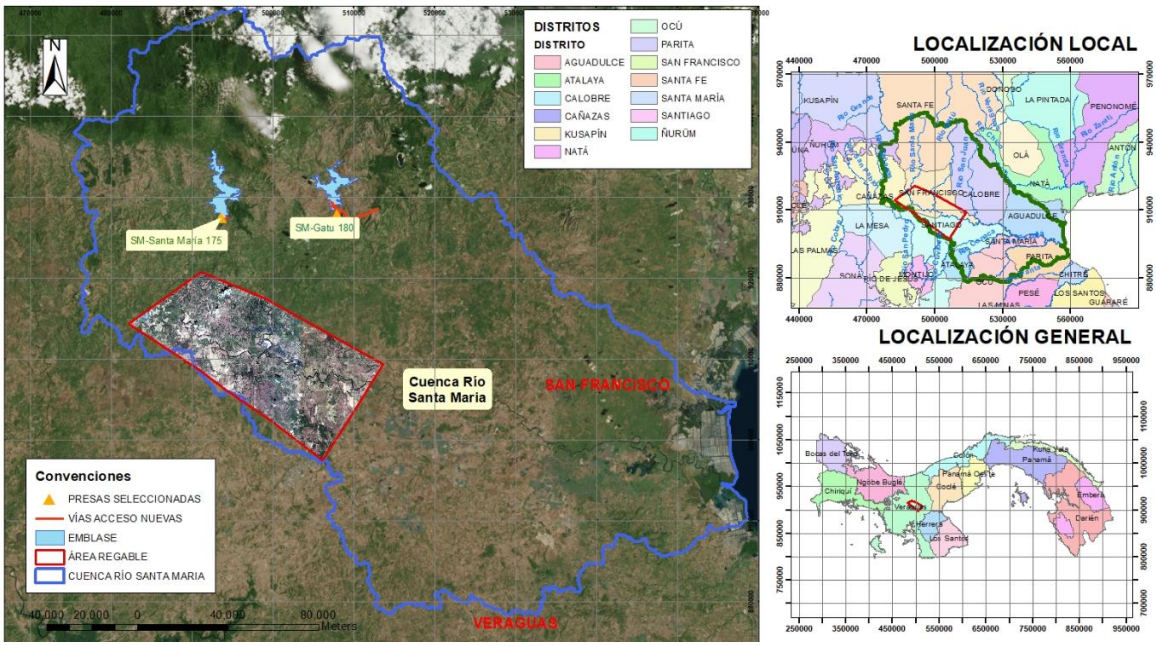


Figura 1. Localización del área de estudio

5.1.2. Revisión de información geográfica

A continuación, se realiza la descripción de la información geográfica de cartografía base, modelo digital de elevación e imágenes disponibles del área de estudio. La información detallada puede consultarse en el Informe intermedio de investigaciones topográficas AZU-ING-INF-008.

5.1.2.1. Cartografía a escala 1:50,000

Se consultó la información geográfica disponible de la cartografía a escala 1:50,000 elaborada por el Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia – IGNTG, la cual corresponde a las planchas que se presentan en la Figura 2.

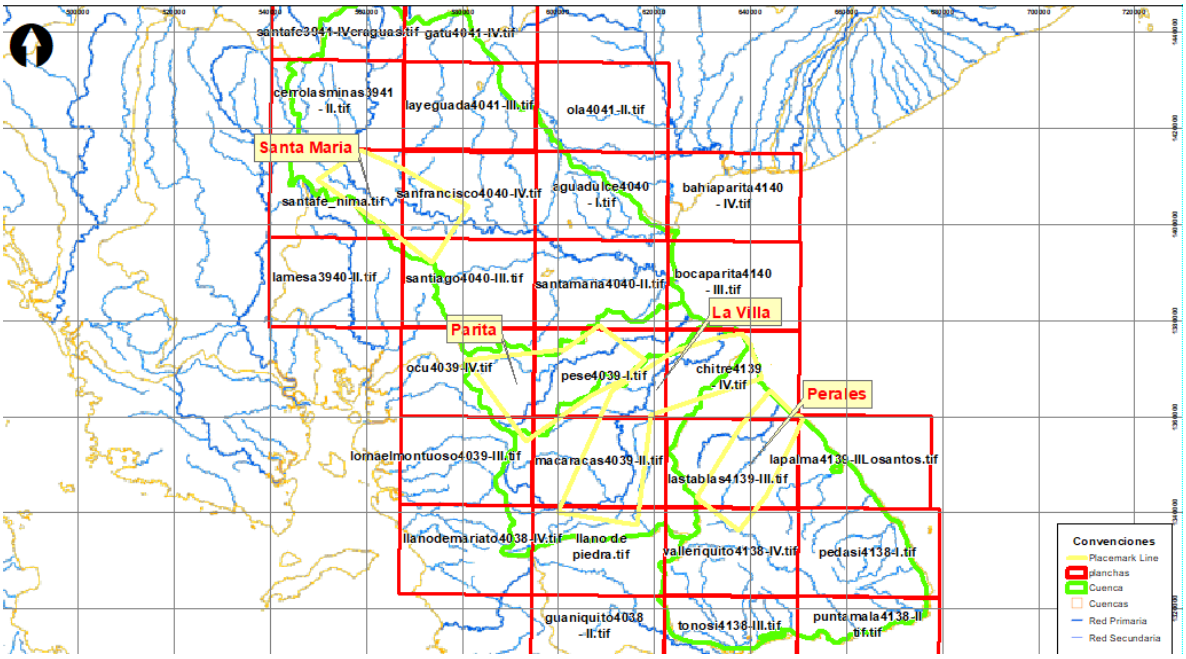


Figura 2. Distribución de planchas de la cartografía 50,000 IGNTN

5.1.2.2. Modelo Digital de Elevación - MDE

En el área de interés de los estudios de diseño conceptual de la cuenca del río Santa María, no se cuenta con información geográfica de cartografía base disponible actualizada del IGNTG a escala 1: 25,000 y 10,000. Dadas las limitaciones de tiempo para poder obtener una restitución cartográfica adecuada para la etapa de diseño conceptual y de acuerdo con el alcance presentado en la oferta, fue necesario obtener otras fuentes de información y se consultó el modelo digital de elevación elaborado por la Japan Aerospace Exploration Agency (JAXA) -"ALOS World 3D - 30m" (AW3D30).

En la Tabla 6 se presentan las características del modelo JAXA utilizado en el presente estudio.

Tabla 6. Descripción de los datos JAXA AW3D30m

Resolución	1 arcsec (aprox. 30 m malla) incluyendo 1 deg. lat/long tile.
Precisión de altura	5 metros de desviación estándar (1 sigma).
Composición	(Altura sobre el nivel del mar, GeoTIFF firmado de 16 bits). El valor de elevación calculado por promedio (AVE) y mediana (MED) cuando se remuestrea desde una versión de malla de 5 metros. El vecino más cercano (NN) se considera en la próxima versión).
	Archivo de información de la máscara (GeoTIFF de 8 bits).
	Información de aseguramiento de la calidad (texto ASCII, agregar información para 1 producto de arcsec a la información original de DSM de malla de 5 m).
	Archivo de encabezado (texto ASCII).

La revisión del Modelo digital de elevación Jaxa se realizó a partir de los vértices de la Red geodésica cercana a las áreas de los proyectos y se encontraron las diferencias que presentan en la Tabla 7.

Tabla 7. Diferencias JAXA con vértices IGNTG

AZUERO	VÉRTICES IGNTG	Modelo JAXA – Cota msnm	IGNTG – Cota msnm	Diferencia JAXA – IGNTG Cota msnm (m)
Parita	PESÉ	82.00	78.22	3.78
La Villa	CHITRÉ	9.00	5.85	3.15
Parita	OCÚ	115	114.27	0.73
Abajo de Parita	PARIS PARITA	22	16.76	5.24
	CARIPA	110.00	107.75	2.25
	CHORRERA	103.00	97.86	5.14
	SAN MIGUELITO	47.00	46.84	0.16
	PACORA B.N	36.00	41.20	-5.20
	CHEPO	20	18.8	1.2
	PEDRO MIGUEL	32	30.23	1.77
	TOM²	27	29.96	-2.96

A continuación, se presenta la descripción de los datos geodésicos de los vértices tomados del Instituto Geográfico Tommy Guardia, para el análisis de la altura realizado y presentado en la tabla anterior.

Tabla 8. Vértices PESÉ - IGNTG

Nombre de la Estación: Pese		*Características de la Marca:* Placa de Cobre de 4 cm.	
Número/Código 41		*Establecida por:* IGNTG/Contratista	
Localidad: Pese		*Ubicación:* Escuela Pese	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		*Elipsoide:* WGS-84	
Latitud 07 ° 54 ' 29,212911 "	*Longitud* 80 ° 36 ' 45,790501 "	*Altura Elipsoidal* 93,9673 m.	
X Geocentrica 1030505,447 m.	*Y Geocentrica* -6233366,417 m.	*Z Geocentrica* 871728,498 m.	
Norte 874159,661 m.	*Este* 542687,803 m.	*Zona* 17	
Modelo Geoidal EGM-96	*Altura Geoidal* 78,22 m.	*Fecha* ABRIL - 2001	*Orden* RED PRIMARIA

Tabla 9. Vértices CHITRÉ - IGNTG

Nombre de la Estación: Chitre		*Características de la Marca:* Placa de Bronce de 8 cm.	
Número/Código CHIT		*Establecida por:* IGNTG/Contratista	
Localidad: Chitre		*Ubicación:* Aeropuerto de Chitre	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		*Elipsoide:* WGS-84	
Latitud 07 ° 58 ' 56,121197 "	*Longitud* 80 ° 24 ' 35,613401 "		*Altura Elipsoidal* 21,0323 m.
X Geocentrica 1052364,192 m.	*Y Geocentrica* -6228490,577 m.		*Z Geocentrica* 879839,460 m.
Norte 882382,721 m.	*Este* 565033,276 m.		*Zona* 17
Modelo Geoidal EGM-96	*Altura Geoidal* 5,85 m.	*Fecha* ABRIL - 2001	*Orden* RED BASICA

Tabla 10. Vértices OCÚ - IGNTG

Nombre de la Estación: Ocu		*Características de la Marca:* Placa de Cobre de 4 cm.	
Número/Código 18		*Establecida por:* IGNTG/Contratista	
Localidad: Ocu		*Ubicación:* Estadio de Béisbol	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		*Elipsoide:* WGS-84	
Latitud 07 ° 56 ' 17,466697 "	*Longitud* 80 ° 46 ' 37,806809 "		*Altura Elipsoidal* 129,8316 m.
X Geocentrica 1012542,586 m.	*Y Geocentrica* -6235881,026 m.		*Z Geocentrica* 875027,410 m.
Norte 877470,735 m.	*Este* 524559,588 m.		*Zona* 17
Modelo Geoidal EGM-96	*Altura Geoidal* 114,27 m.	*Fecha* ABRIL - 2001	*Orden* RED PRIMARIA

Tabla 11. Vértices PARIS PARITA - IGNTG

Nombre de la Estación: Paris de Parita		*Características de la Marca:* Placa de Cobre de 4 cm.	
Número/Código 49		*Establecida por:* IGNTG/Contratista	
Localidad: Parita		*Ubicación:* Frente al Cenenterio de Parita	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		*Elipsoide:* WGS-84	
Latitud 08 ° 03 ' 10,907068 "	*Longitud* 80 ° 33 ' 23,864140 "		*Altura Elipsoidal* 31,7761 m.
X Geocentrica 1036232,016 m.	*Y Geocentrica* -6230098,836 m.		*Z Geocentrica* 887591,777 m.
Norte 890186,859 m.	*Este* 548853,269 m.		*Zona* 17
Modelo Geoidal EGM-96	*Altura Geoidal* 16,76 m.	*Fecha* ABRIL - 2001	*Orden* RED PRIMARIA

Tabla 12. Vértices CARIPA - IGNTG

Nombre de la Estación: Capira		*Características de la Marca:* Placa de Cobre de 4 cm.	
Número/Código 37		*Establecida por:* IGNTG/Contratista	
Localidad: Capira		*Ubicación:* Campo de Futbol	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		*Elipsoide:* WGS-84	
Latitud 08 ° 45 ' 26,091722 "	*Longitud* 79 ° 52 ' 25,444675 "		*Altura Elipsoidal* 120,5798 m.
X Geocentrica 1108425,487 m.	*Y Geocentrica* -6206185,177 m.		*Z Geocentrica* 964653,761 m.
Norte 968199,726 m.	*Este* 623881,400 m.		*Zona* 17
Modelo Geoidal EGM-96	*Altura Geoidal* 107,75 m.	*Fecha* ABRIL - 2001	*Orden* RED PRIMARIA

Tabla 13. Vértices CHORRERA - IGNTG

Nombre de la Estación: La Chorrera		*Características de la Marca:* Placa de Aluminio de 8 cm.	
Número/Código		*Establecida por:* IGNTG/Contratista	
Localidad: La Chorrera		*Ubicación:* Centro Regional Universitario	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		*Elipsoide:* WGS-84	
Latitud 08 ° 53 ' 51,111037 "	*Longitud* 79 ° 45 ' 55,654420 "		*Altura Elipsoidal* 110,7751 m.
X Geocentrica 1119726,906 m.	*Y Geocentrica* -6201726,788 m.		*Z Geocentrica* 979984,131 m.
Norte 983749,716 m.	*Este* 635741,300 m.		*Zona* 17
Modelo Geoidal EGM-96	*Altura Geoidal* 97,86 m.	*Fecha* ABRIL - 2001	*Orden* RED PRIMARIA

Tabla 14. Vértices SAN MIGUELITO - IGNTG

Nombre de la Estación: San Miguelito		*Características de la Marca:* Placa de Cobre de 4 cm.	
Número/Código		*Establecida por:* IGNTG/Contratista	
Localidad: Panamá		*Ubicación:* Paso elevado San Miguelito	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		*Elipsoide:* WGS-84	
Latitud 09 ° 01 ' 51,994906 "	*Longitud* 79 ° 29 ' 24,562543 "		*Altura Elipsoidal* 60,2966 m.
X Geocentrica 1149083,837 m.	*Y Geocentrica* -6193962,478 m.		*Z Geocentrica* 994569,990 m.
Norte 998634,878 m.	*Este* 665957,127 m.		*Zona* 17
Modelo Geoidal EGM-96	*Altura Geoidal* 46,84 m.	*Fecha* ABRIL - 2001	*Orden* RED PRIMARIA

Tabla 15. Vértices PACORA - IGNTG

Nombre de la Estación: Pacora B.N.	*Características de la Marca:* Placa de Bronce de 8 cm.
Número/Código	*Establecida por:* IGNTG/Contratista
Localidad: Pacora	*Ubicación:* Frente a Finca El Machetazo
Datum: WGS-84 / ITRF-97	*Elipsoide:* WGS-84

Latitud	*Longitud*	*Altura Elipsoidal*
09 ° 06 ' 04,753617 "	79 ° 16 ' 15,921435 "	55,0290 m.
X Geocentrica	*Y Geocentrica*	*Z Geocentrica*
1172528,857 m.	-6188316,386 m.	1002237,654 m.
Norte	*Este*	*Zona*
1006507,480 m.	690005,876 m.	17

Modelo Geoidal	*Altura Geoidal*	*Fecha*	*Orden*
EGM-96	41,20 m.	ABRIL - 2001	RED PRIMARIA

Tabla 16. Vértices CHEPO - IGNTG

Nombre de la Estación: Chepo	*Características de la Marca:* Placa de Bronce de 8 cm.
Número/Código CHEP	*Establecida por:* IGNTG/Contratista
Localidad: Chepo	*Ubicación:* Frente a Instalaciones del MOP
Datum: WGS-84 / ITRF-97	*Elipsoide:* WGS-84

Latitud	*Longitud*	*Altura Elipsoidal*
09 ° 11 ' 11,330438 "	79 ° 05 ' 01,390540 "	32,3777 m.
X Geocentrica	*Y Geocentrica*	*Z Geocentrica*
1192472,002 m.	-6182957,190 m.	1011533,344 m.
Norte	*Este*	*Zona*
1016031,351 m.	710554,551 m.	17

Modelo Geoidal	*Altura Geoidal*	*Fecha*	*Orden*
EGM-96	18,80 m.	ABRIL - 2001	RED BASICA

Tabla 17. Vértices PEDRO MIGUEL - IGNTG

Nombre de la Estación: Pedro Miguel		*Características de la Marca:* Placa de Cobre de 4 cm.	
Número/Código		*Establecida por:* IGNTG/Contratista	
Localidad: Pedro Miguel		*Ubicación:* Costao de Esclusa	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		*Elipsoide:* WGS-84	
Latitud 09 ° 01 ' 13,631995 "	*Longitud* 79 ° 36 ' 52,909670 "		*Altura Elipsoidal* 43,3730 m.
X Geocentrica 1135647,956 m.	*Y Geocentrica* -6196610,979 m.		*Z Geocentrica* 993403,308 m.
Norte 997402,097 m.	*Este* 652269,801 m.		*Zona* 17
Modelo Geoidal EGM-96	*Altura Geoidal* 30,23 m.	*Fecha* ABRIL - 2001	*Orden* RED PRIMARIA

Tabla 18. Vértices TOM² - IGNTG

Nombre de la Estación: TOM2		*Características de la Marca:* Perno de Bronce de 3/4".	
Número/Código TOM2		*Establecida por:* IGNTG/Contratista	
Localidad: Viejo Veranillo		*Ubicación:* Instalaciones IGNTG	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		*Elipsoide:* WGS-84	
Latitud 08 ° 59 ' 06,163047 "	*Longitud* 79 ° 32 ' 09,455368 "		*Altura Elipsoidal* 43,3275 m.
X Geocentrica 1144273,711 m.	*Y Geocentrica* -6195647,072 m.		*Z Geocentrica* 989535,338 m.
Norte 993520,013 m.	*Este* 660941,869 m.		*Zona* 17
Modelo Geoidal EGM-96	*Altura Geoidal* 29,96 m.	*Fecha* ABRIL - 2001	*Orden* RED BASICA

Para el desarrollo del diseño a nivel de diseño conceptual se utilizó el modelo digital de elevación elaborado por la Japan Aerospace Exploration Agency (JAXA) -"ALOS World 3D - 30m"(AW3D30)".

Las diferencias en altura que se presentan en la Tabla 5-2 entre el modelo JAXA y los datos de las alturas de los vértices del IGNTG, se pueden atribuir a factores en la toma de los datos y equipos de topografía, la época de captura datos y el modo del procesamiento. El modelo Jaxa es el más adecuado en su precisión en diseño a nivel de diseño conceptual, el

cual permitió realizar los diferentes análisis para el desarrollo de esta etapa, El modelo suministrado por la ACP corresponde al DTM de resolución de 30 m.

A partir del modelo de elevación JAXA (AW3D30), se generó el mapa de pendientes y las curvas de nivel cada 5 m. El mapa de pendientes obtenido del modelo JAXA (AW3D30), será la base para adelantar los estudios edafológicos, y las curvas de nivel obtenidas del modelo de elevación será la base para realizar el planteamiento de diseño de presa y reservorio para el desarrollo de la etapa de diseño conceptual.

5.1.2.3. Imágenes de las áreas de estudio

La información cartográfica disponible a escala 1:50,000 del IGNTG no se encuentra actualizada y con el fin de conocer las condiciones de las áreas de estudio de diseño conceptual, se obtuvieron imágenes de los años 2015 y 2016 en Global Mapper sin cubrimiento de nubosidad de la cuenca del río Santa María.

En la aplicación Download online imagery del software Global Mapper se descargan las imágenes y DTM como se presenta en la Figura 3.

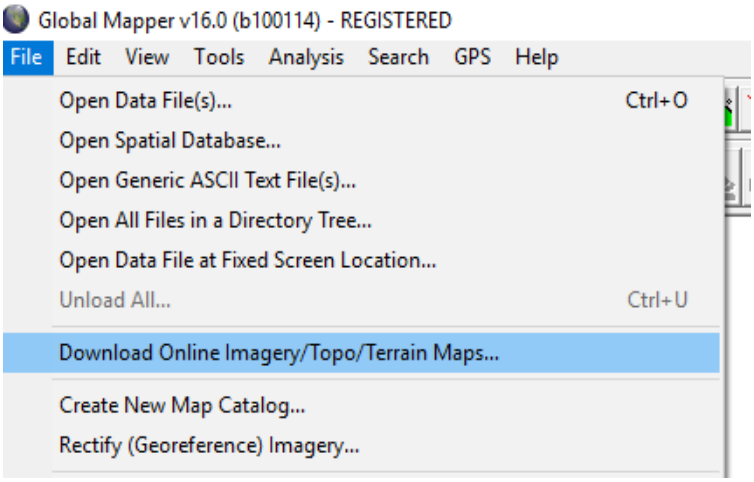


Figura 3. Global Mapper de online imágenes

En la Figura 4 se presenta el cubrimiento de las imágenes de la cuenca del río Santa María, descargadas con el software Global Mapper.

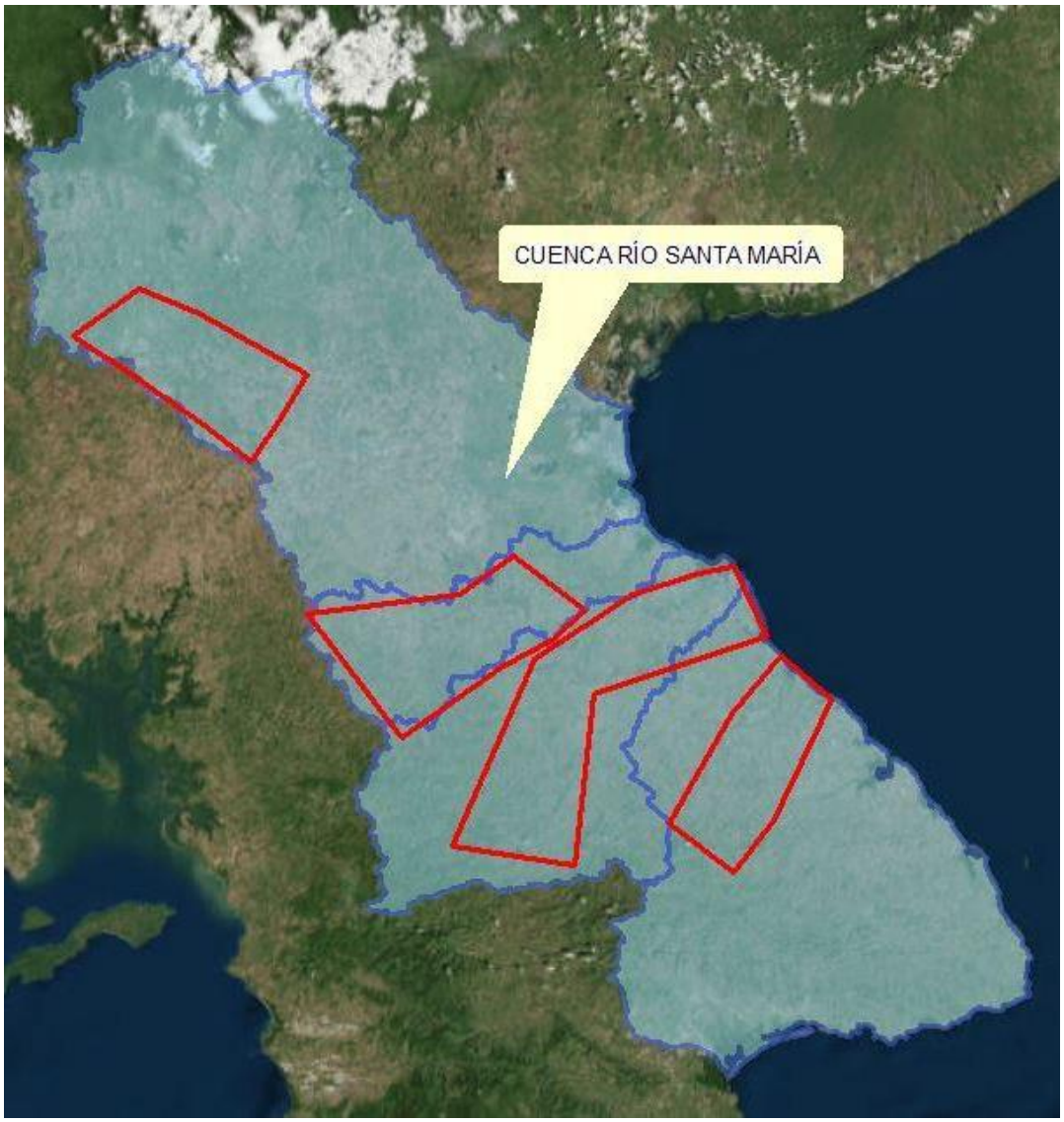


Figura 4. Global Mapper cubrimiento de las imágenes

5.2. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN DE HIDROLOGÍA

La información hidroclimatológica para las cuatro cuencas de interés (Santa María, La Villa, Parita y entre Tonosí y La Villa) en la península de Azuero, fue recopilada del portal de ETESA en el mes de febrero de 2018. Dentro de la información disponible se encuentran registros de caudales en 9 estaciones con mediciones históricas para el periodo comprendido entre 1973 - 2015 y 17 estaciones con registros pluviométricos para el mismo periodo, no obstante, algunas presentan vacíos de información por lo que se observa la necesidad de complementar la información y extender los periodos de registros hasta el año 2015.

Posteriormente, el 26 de abril de 2018 se recibió la información oficial hidrológica, pluviométrica y climatológica reportada por ETESA para las estaciones identificadas, con la cual se validaron los registros utilizados inicialmente encontrando algunas diferencias y se actualizaron los análisis hidrológicos y climatológicos correspondientes.

De la información oficial mencionada anteriormente, quedaron faltando registros de caudales máximos instantáneos de las estaciones hidrométricas, que fueron recibidos el 15 de junio de 2018.

Para el análisis hidrológico del sitio de proyecto localizado sobre el Río Santa María, se emplearon las estaciones hidrológicas: Estación Joron – Río San Juan, Est. San Francisco – Río Santa María y Est. La Soledad – Río Santa María; y pluviométricas: Calobre, Santa María, El Cristo y San Juan localizadas sobre la cuenca estudiada.

5.2.1. Información de caudales

La información de caudales fue recopilada para la cuenca de interés según la información disponible. Se identificaron tres estaciones con monitoreos en el cuerpo de agua principal y un afluente (San Juan – Afluente Santa María). Se identificó el periodo de registros más representativo de cada estación y de esta manera se identificó el porcentaje de vacíos que posee cada estación. En la Tabla 19 y Tabla 20 se presenta la descripción de la información disponible.

Tabla 19. Descripción de la información de caudales medios recopilada

CUENCA	Área Cuenca (km²)	Cod.	Nombre	Corriente	Área (km²)	Año inicio	Año fin
RIO SANTA MARÍA	3,326	132-02-03	Joron	San Juan	254	1958	1998
		132-01-03	San Francisco	Santa María	1370	1957	2016
		132-01-02	La Soledad	Santa María	337	1964	2016

Tabla 20. Descripción de la información de caudales máximos instantáneos recopilada

CUENCA	Cod.	Nombre	Corriente	Área (km²)	Año inicio	Año fin
RIO SANTA MARÍA	132-01-03	San Francisco	Santa María	1370	1955	2015

La Figura 5 presenta la localización de las estaciones de monitoreo de caudal.

Figura 5. Localización de las estaciones hidrométricas en el área de interés

5.2.2. Información de precipitación

Se identificaron 17 estaciones pluviométricas cercanas a la cuenca de estudio, por medio de las cuales se realizó la distribución espacial de la precipitación. Diez de las estaciones identificadas poseen registros de más de 45 años los cuales se fueron empleados para extender y complementar los registros de las 7 estaciones restantes. La descripción de las estaciones se presenta en la Tabla 21 y Tabla 22.

Tabla 21. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2017

			1973-2017				
No.	CÓDIGO	NOMBRE	FECHA INICIO	FECHA FIN	msnm	lat.	long
1	132-010	CALOBRE	1959	2017	120	8° 18' 50"	80° 50' 15"
2	132-012	SANTA MARIA	1964	2018	12	8° 08' 25"	80° 42' 15"
3	130-002	PARITA	1966	2018	43	8° 00' 03"	80° 31' 13"
4	130-004	LLANO DE LA CRUZ	1972	2017	60	7° 57' 23"	80° 38' 24"
5	128-010	PESÉ	1972	2017	80	7° 54' 00"	80° 37' 00"
6	128-001	LOS SANTOS	1965	2017	16	7° 56' 27"	80° 25' 03"
7	126-010	VALLE RICO	1972	2017	173	7° 37' 23"	80° 21' 11"
8	126-002	POCRÍ	1970	2017	70	7° 39' 43"	80° 07' 08"
9	124-002	LA TRONOSA	1966	2017	60	7° 30' 07"	80° 33' 03"
10	122-004	TEBARIO (MARIATO)	1973	2017	23	7° 39' 00"	80° 59' 00"

Tabla 22. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2000

			1973-2000				
No.	CÓDIGO	NOMBRE	FECHA INICIO	FECHA FIN	msnm	lat.	long
1	126-008	LOS ÁNGELES	1966	2000	32	7° 53' 00"	80° 21' 00"
2	128-011	LLANO DE PIEDRA	1972	2000	150	7° 39' 00"	80° 34' 00"
3	128-012	LOS POZOS	1972	2000	380	7° 38' 00"	80° 40' 00"
4	128-003	LAS MINAS	1959	2000	350	7° 47' 00"	80° 44' 00"
5	122-002	PONUGA	1972	2000	40	7° 53' 00"	80° 58' 00"
6	132-035	EL CRISTO	1973	2000	26	8° 11' 00"	80° 40' 00"
7	132-016	SAN JUAN	1969	2000	100	8° 18' 00"	81° 01' 00"

La Figura 6 presenta la localización de las estaciones de monitoreo de precipitación.

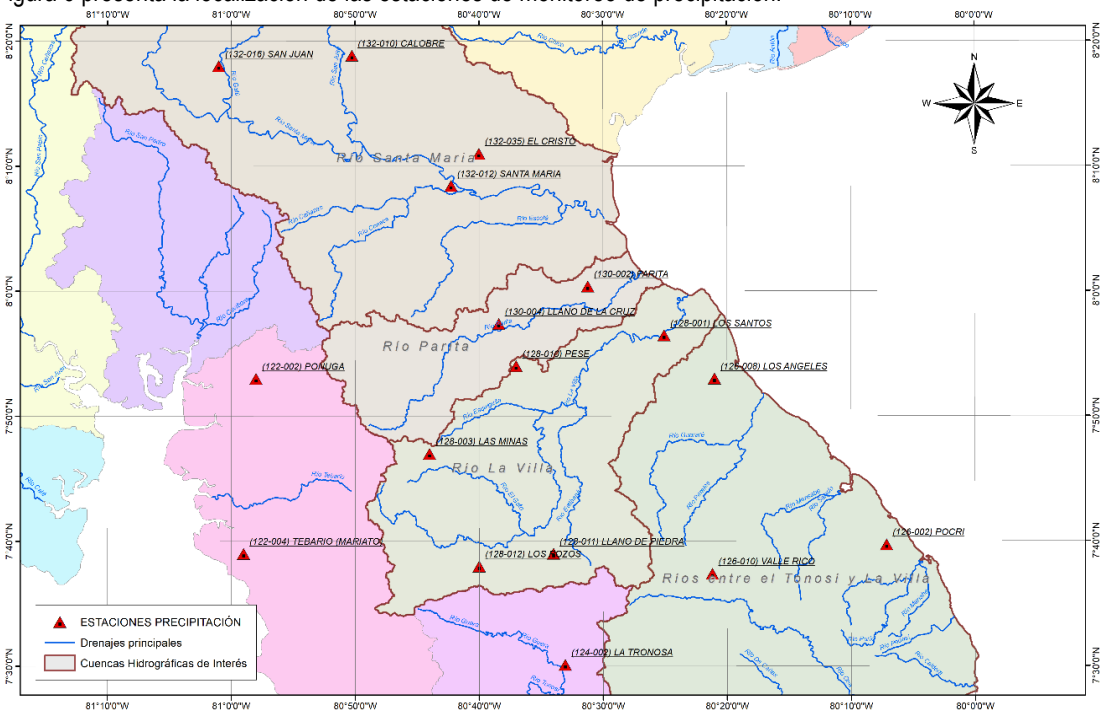


Figura 6. Localización de las estaciones de precipitación

Las longitudes de registro de cada una de las estaciones de caudales y precipitación junto con el porcentaje de información disponible para cada año se presentan en Tabla 23 y Tabla 24 de donde se concluye que el periodo común está comprendido entre 1973 y 2015 lo cual equivale a 43 años de información. Para tener este periodo de información homogéneo se realizó la complementación de vacíos y la extensión de registros en algunas estaciones para el periodo 1999 – 2015.

Tabla 23. Periodo de registro en las estaciones hidrométricas

	126-01-01	126-03-01	128-01-01	128-01-03	128-02-01	130-01-02	132-01-03	132-02-03	132-01-02	
Año / Estación	Paso El Nanzal	Charco el Pilon	Macaracas	Atalayita	Calabacito	La Valdesa	San Francisco	Joron	La Soledad	
67	100%	0%	100%	100%	99%	0%	100%	100%	100%	
68	100%	0%	100%	100%	94%	0%	100%	100%	100%	
69	100%	0%	100%	100%	98%	0%	100%	100%	100%	
70	100%	0%	100%	100%	96%	0%	99%	100%	100%	
71	99%	0%	100%	100%	100%	0%	100%	100%	100%	
72	100%	0%	100%	100%	100%	67%	100%	100%	100%	
73	100%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	Complementación de Datos
74	100%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
75	100%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
76	100%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
77	62%	67%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
78	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
79	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
80	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
81	100%	92%	100%	91%	100%	100%	98%	100%	100%	
82	100%	69%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	
83	100%	72%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
84	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
85	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	
86	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	94%	100%	
87	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	76%	100%	
88	100%	99%	100%	100%	95%	100%	100%	67%	100%	
89	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
90	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
91	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
92	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
93	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
94	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
95	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
96	100%	96%	100%	100%	100%	94%	100%	100%	100%	
97	95%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
98	61%	51%	100%	100%	51%	100%	100%	85%	100%	
99	50%	0%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	100%	Extensión
00	0%	0%	100%	100%	0%	82%	100%	0%	100%	
01	0%	0%	86%	85%	0%	87%	100%	0%	100%	
02	0%	0%	88%	88%	0%	84%	100%	0%	100%	
03	0%	0%	73%	90%	0%	98%	100%	0%	100%	
04	0%	0%	69%	67%	0%	67%	100%	0%	100%	
05	0%	0%	100%	100%	0%	86%	100%	0%	100%	
06	0%	0%	85%	100%	0%	100%	100%	0%	100%	
07	0%	0%	56%	64%	0%	66%	100%	0%	100%	
08	0%	0%	83%	81%	0%	74%	100%	0%	100%	
09	0%	0%	96%	96%	0%	97%	100%	0%	100%	
10	0%	0%	100%	100%	0%	92%	100%	0%	100%	
11	0%	0%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	100%	
12	0%	0%	100%	0%	0%	49%	100%	0%	100%	
13	0%	0%	49%	0%	0%	84%	100%	0%	100%	
14	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	0%	100%	
15	0%	0%	0%	0%	0%	96%	100%	0%	100%	

Tabla 24. Periodo de registro en las estaciones pluviométricas

Cod.	132-035	128-003	128-011	126-008	128-012	122-002	132-016	132-010	124-010	134-004	128-001	130-002	128-010	126-002	132-012	122-004	126-010	
Año/Nombre	El Cristo	Las Minas	Llano de Piedra	Los Angeles	Los Pozos	Ponuga	San Juan	Calobre	La Tronosa	Llano de la cruz	Los Santos	Parita	Pese	Pocri	Santa María	Tebario (Mariato)	Valle Rico	
67	0%	100%	0%	100%	0%	0%	0%	100%	98%	0%	100%	100%	0%	0%	100%	0%	0%	
68	0%	100%	0%	100%	0%	0%	0%	100%	100%	0%	100%	98%	0%	0%	100%	0%	0%	
69	0%	100%	0%	100%	0%	0%	100%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	0%	100%	0%	0%	
70	0%	100%	0%	100%	0%	0%	100%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	46%	100%	0%	0%	
71	0%	100%	0%	100%	0%	0%	100%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	0%	
72	0%	100%	37%	100%	14%	27%	100%	100%	100%	49%	100%	100%	47%	100%	100%	0%	50%	
73	64%	100%	0%	100%	100%	86%	100%	100%	100%	94%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	Complementación
74	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	92%	100%	98%	
75	100%	100%	100%	100%	100%	92%	100%	100%	100%	92%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	
76	99%	100%	100%	100%	100%	93%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	84%	92%	100%	
77	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	92%	100%	100%	100%	100%	79%	100%	100%	
78	100%	100%	100%	100%	92%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	
79	99%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	0%	100%	
80	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	91%	100%	
81	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	43%	100%	
82	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
83	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
84	92%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
85	88%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
86	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	93%	100%	100%	
87	99%	90%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	90%	100%	100%	100%	98%	100%	
88	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
89	92%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	
90	75%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
91	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
92	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	73%	100%	100%	100%	100%	99%	
93	98%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	81%	100%	100%	100%	82%	100%	
94	96%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	96%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	52%	
95	99%	100%	100%	92%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	95%	
96	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	60%	100%	100%	100%	100%	97%	
97	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	91%	100%	99%	
98	74%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	84%	100%	99%	
99	82%	84%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	
00	86%	15%	2%	2%	2%	21%	23%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	85%	100%	Extensión
01	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	88%	100%	100%	99%	100%	96%	100%	69%	100%	
02	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	90%	79%	99%	100%	99%	98%	100%	
03	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	98%	100%	
04	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	
05	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	
06	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	
07	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	93%	100%	
08	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	93%	100%	
09	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	99%	98%	100%	100%	100%	95%	100%	
10	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	99%	99%	100%	100%	100%	90%	100%	
11	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	99%	99%	99%	100%	99%	95%	100%	
12	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	97%	94%	
13	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	93%	96%	100%	
14	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	90%	99%	100%	
15	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	99%	99%	100%	100%	100%	99%	99%	98%	
16	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	92%	33%	84%	75%	81%	84%	94%	18%	67%	33%	
17	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	88%	95%	88%	38%	92%	53%	87%	82%	32%	
18	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	22%	0%	0%	6%	0%	0%	

5.2.3. Información climatológica

Adicionalmente se identificaron 9 estaciones con parámetros climatológicos como Evaporación (EV), temperatura media diaria (°T), Humedad Relativa en (HR), Horas de brillo solar (BR) y velocidad del viento a 2 m de elevación, que se encuentran identificadas a diferentes altitudes como se presenta en la Tabla 25.

Tabla 25. Estaciones empleadas en la caracterización climatológica

Código	NOMBRE	Elevación msnm	EV (mm)	°T (°C)	HR (%)	BR (hr)	VEL 2m (m/s)
118-002	CAÑAZAS	200	X	X	X		
120-002	SANTIAGO	80	X	X	X	X	X
132-012	DIVISA-STA MARIA	12	X	X	X	X	X
132-037	INGENIO LA VICTORIA	30	X	X	X	X	X
132-035	INGENIO SANTA ROSA	26	X	X	X	X	X
134-027	ING. ENRIQUE ENSENAT	10	X	X	X		
128-001	LOS SANTOS	16	X	X	X	X	X
122-006	CHEPO	680	X	X	X		
124-004	TONOSÍ	12	X	X	X		

La información detallada se presenta en el documento AZU-ING-INF-004 “ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO”.

6. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE EN SITIO DE OBRAS

6.1. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

Una de las consideraciones en la selección de alternativas es la verificación de infraestructura y sistemas existentes en el área de estudio y en los sitios seleccionados para localización de obras proyectadas. A continuación, se presenta la disponibilidad de infraestructura en los sitios de obra.

En la zona escogida para ubicar la presa Gatú no cuenta con infraestructura existente. Para acceder al sitio donde se implementaría la estructura, se tienen dos vías terciarias de aproximación, las cuales ingresan por la margen derecha e izquierda. La vía de la margen derecha está a una distancia de 1.9 Km, mientras que la de la margen izquierda se encuentra a 1.4 Km. En cualquiera de las vías mencionadas se requeriría una vía terciaria en afirmado, que pasaría por una zona boscosa para llegar hasta el sitio presa y poder adelantar obras y posteriormente hacer labores de operación y mantenimiento, ver Figura 7.

Figura 7. Infraestructura Existente Presa Gatú

6.2. SISTEMAS DE BOMBEO

Aguas abajo del sitio de presa y a lo largo del río Santa María se localizarán 5 captaciones desde las cuales se bombeará el agua a tanques de carga ubicados en puntos altos y desde los cuales se distribuirá el flujo hacia áreas cultivables.

A continuación, se analiza la disponibilidad de infraestructura existente para cada sitio escogido.

6.2.1. Sistema 1

La captación del sistema 1 no cuenta con infraestructura vial aprovechable. La tubería de impulsión se trazó intentando aprovechar al máximo servidumbres de carreteras, caminos o prediales, la localización del tanque está dada por la búsqueda de una cota alta desde la cual se pueda suministrar flujo por gravedad al área de servicio y se determinó buscando espacio suficiente para que la implantación de la estructura. En la Figura 8, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 1.

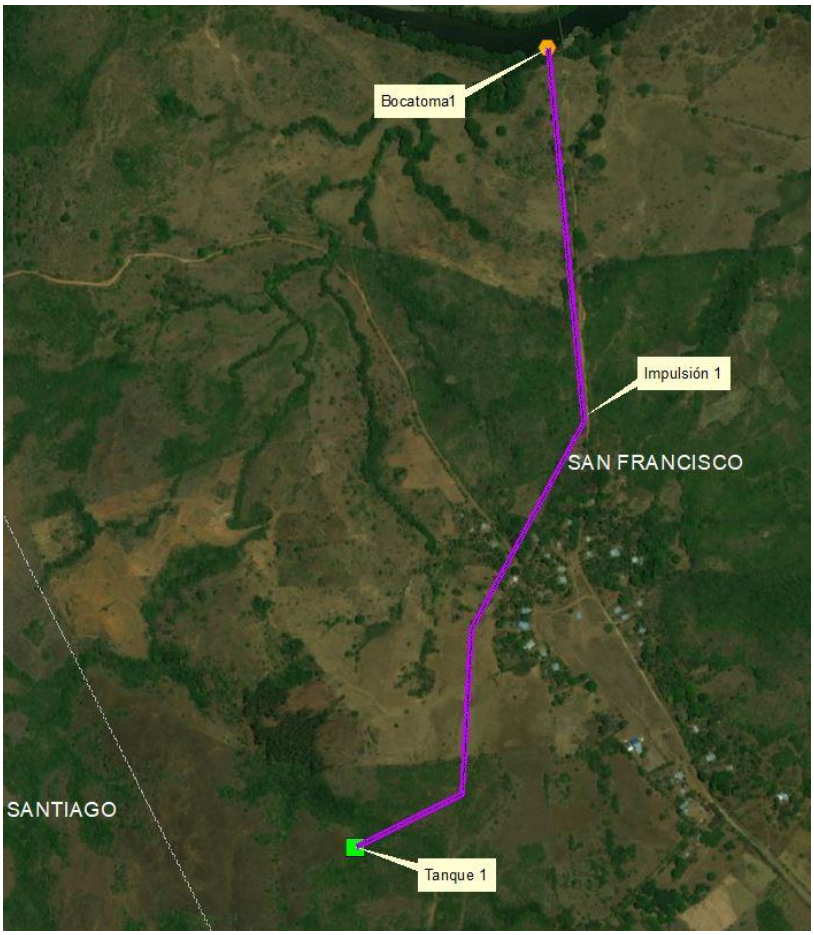


Figura 8. Localización sistema de bombeo 1

Para llegar hasta las obras y posteriormente hacer labores de operación y mantenimiento, se tienen vías terciarias de aproximación a los diferentes componentes del sistema. Para llegar hasta el tanque de carga se requeriría una vía terciaria nueva en afirmado de 0.6 Km, aproximadamente, de longitud, se identifican centros poblados cercanos al alineamiento de la conducción, ver Figura 9.

Figura 9. Infraestructura Existente Bombeo 1

6.2.2. Sistema 2

La captación del sistema 2 tampoco cuenta con infraestructura vial aprovechable. La tubería de impulsión se trazó a través de un predio dada la localización obligada del tanque de carga, en este caso no se pueden aprovechar servidumbres de carreteras, camino o prediales. En la Figura 10, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 2.

Figura 10. Localización sistema de bombeo 2

Para llegar hasta las obras y hacer operación y mantenimiento, se tienen vías terciarias de aproximación a los diferentes componentes del sistema. Por la margen derecha se puede llegar hasta el sitio de toma, trazando una vía terciaria nueva de 0.3 Km de longitud, para acceder al resto de obras por la margen derecha se requerirá un puente que permita pasar el río Santa María, y finalmente la vía de aproximación más cercana por la margen derecha se encuentra a aproximadamente 1.2 Km de la toma. Para acceder por esta margen se requeriría una vía terciaria nueva en afirmado de 1.2 Km de longitud. No se identifica ningún tipo de infraestructuras de servicios públicos ni centros poblados cercanos ver Figura 11.

Figura 11. Infraestructura Existente Bombeo 16.2.3. Sistema 3

6.2.3. Sistema 3

La captación del sistema 3 no cuenta con infraestructura vial aprovechable. La parte inicial de la tubería de impulsión se proyectó a través de un predio, y posteriormente se aprovecha la servidumbre de una vía rural que llega hasta la localización del tanque de carga, ubicado en un predio. En la Figura 12, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 3.

Figura 12. Localización sistema de bombeo 3

Como se mencionó anteriormente para llegar hasta el tanque se cuenta con una vía existente, mientras que para llegar hasta la obra de toma se deberá trazar una vía terciaria nueva, por la margen izquierda de 0.23 Km de longitud, no se identifican infraestructuras de servicios públicos ni centros poblados cercanos, ver Figura 13.

Figura 13. Infraestructura Existente Bombeo 3

6.2.4. Sistema 4

La captación del sistema 4 no cuenta con infraestructura vial aprovechable. La tubería de impulsión se trazó aprovechando servidumbre de caminos rurales y prediales, sin embargo, en la parte final se entra por un predio dada la localización obligada del tanque de carga. En la Figura 14, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 4.

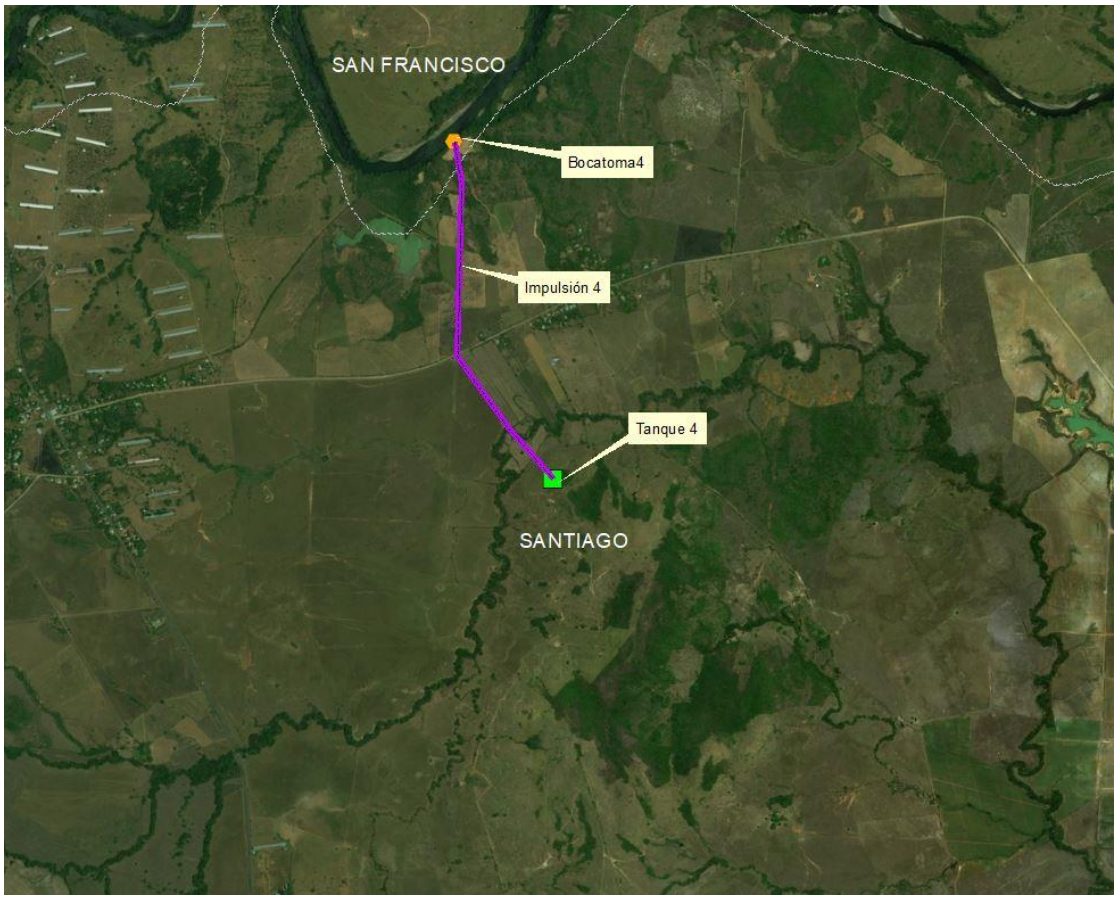


Figura 14. Localización sistema de bombeo 4

Para llegar hasta las obras del sistema se cuenta una vía existente de aproximación. Para acceder hasta el tanque se deberá trazar una vía nueva de 0.73 Km, mientras que para llegar hasta la obra de toma se deberá trazar una vía terciaria nueva de 1 Km, se identifican centros poblados cercanos al alineamiento de la conducción, ver Figura 15.

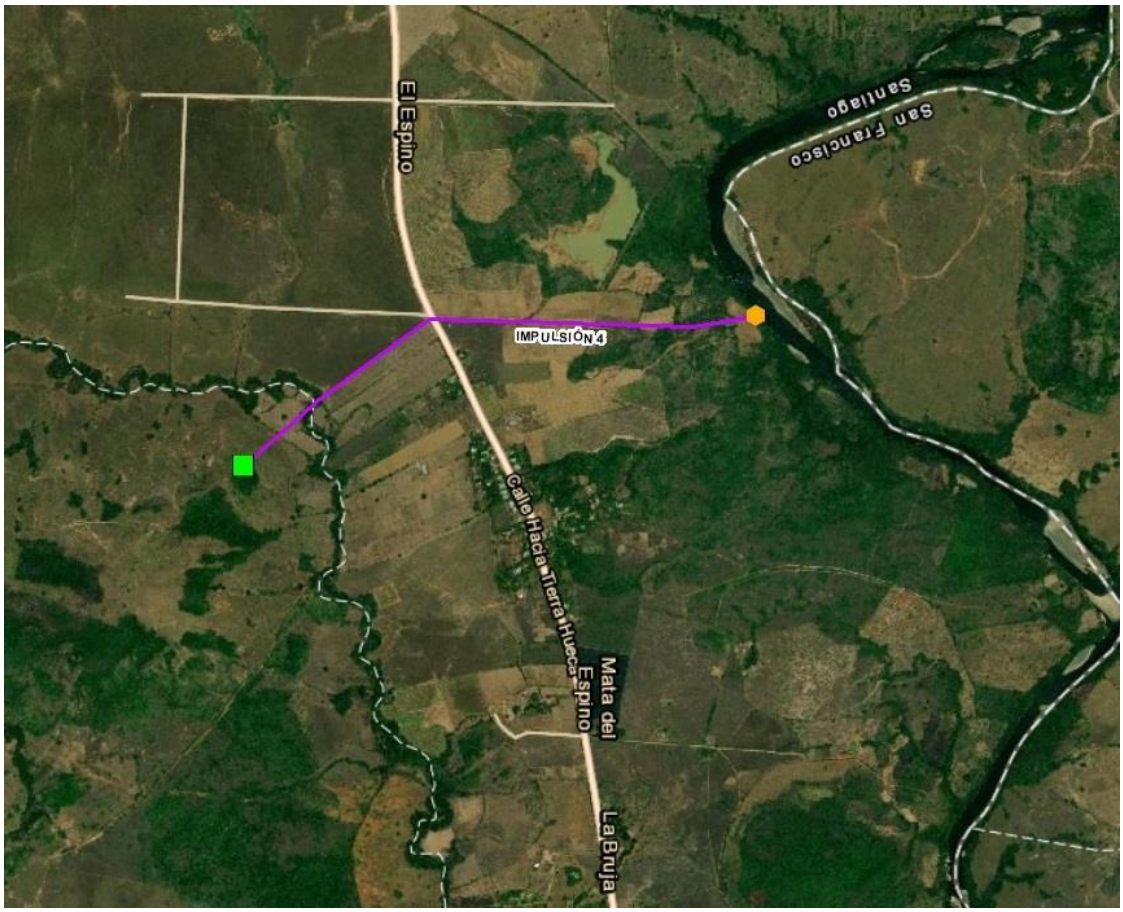


Figura 15. Infraestructura Existente Bombeo 4

6.2.5. Sistema 5 Aguadulce

La captación del sistema 5 no cuenta con infraestructura vial aprovechable. La tubería de impulsión se trazó intentando aprovechar al máximo servidumbres de carreteras, caminos o prediales, la localización del tanque está dada por la búsqueda de una cota alta desde la cual se pueda suministrar flujo por gravedad al área de servicio y se determinó buscando espacio suficiente para que la implantación de la estructura. En la Figura 16 se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 5.

Figura 16. Localización sistema de bombeo 5

Para llegar hasta las obras del sistema se cuenta una vía existente de aproximación. Para acceder hasta el tanque se deberá trazar una vía nueva de 0.30 Km, mientras que para llegar hasta la obra de toma se deberá trazar una vía terciaria nueva de 1 Km, se identifican centros poblados cercanos al alineamiento de la conducción, ver Figura 17.

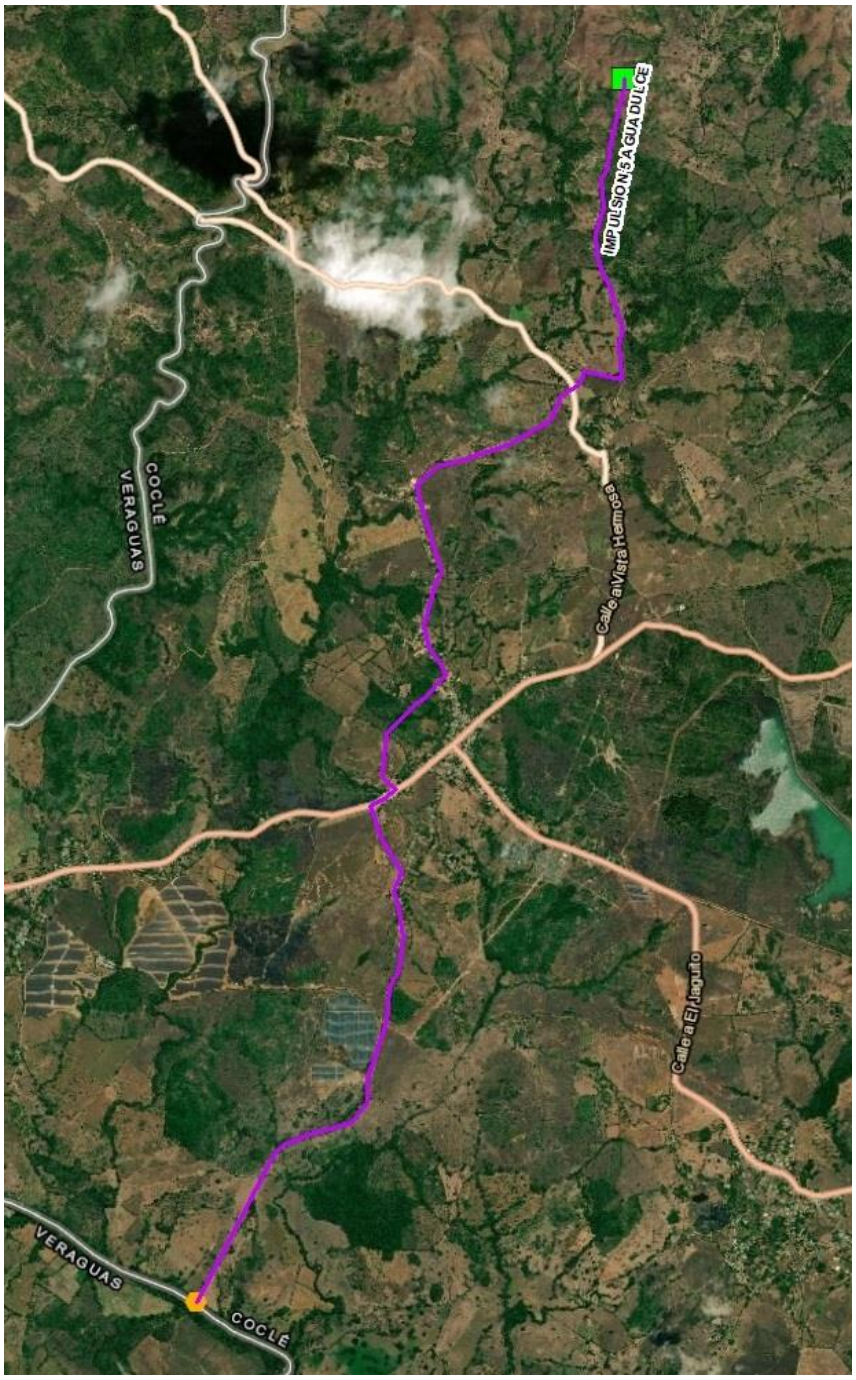


Figura 17. Infraestructura existente bombeo 5

7. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS

El presente capítulo se enfoca en los resultados hidrológicos obtenidos para la cuenca del río Santa María, necesarios para el desarrollo de la fase 1 relacionada con la identificación y selección de sitios de proyecto. Los resultados presentados han sido extraídos del documento AZU-ING-INF-004 "ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO" elaborado por esta Consultoría.

7.1. CUENCA DEL RÍO SANTA MARÍA (CUENCA 132)

La cuenca del Río Santa María (ver Figura 18) identificada con el número 132, se encuentra localizada sobre la vertiente del Pacífico en la provincia de Veraguas y parte de Herrera, entre las coordenadas 8°00' y 8°35' Latitud Norte y 80°30' y 81°15' Longitud Oeste. Posee una extensión de 3,326 Km² hasta su desembocadura en el mar. El río principal es el Santa María y posee una longitud de 168 Km con una elevación media de 200 msnm y el punto más alto sobre los 1528 msnm (ETESA, 2008).

Figura 18. Cuenca Río Santa María

7.2. PLUVIOMETRÍA CUENCA SANTA MARÍA

Para el análisis de lluvias se emplearon 4 estaciones pluviométricas con registros disponibles desde el año 1973, de las cuales 2 estaciones cuentan con registros históricos hasta el año 2017 y 2018, mientras que los 2 restantes poseen registros variables que llegan hasta el año 2000. Estas estaciones fueron complementadas empleando el método de la Proporción Normal de tal manera que fuera posible contar con una serie de precipitación diaria para 43 años.

La Tabla 26 presenta las estaciones de precipitación empleadas en el presente estudio.

Tabla 26. Estaciones de precipitación empleadas

			1973-2017				
No.	CÓDIGO	NOMBRE	FECHA INICIO	FECHA FIN	msnm	lat.	long
1	132-010	CALOBRE	1959	2017	120	8° 18' 50"	80° 50' 15"
2	132-012	SANTA MARIA	1964	2018	12	8° 08' 25"	80° 42' 15"

			1973-2000				
No.	CÓDIGO	NOMBRE	FECHA INICIO	FECHA FIN	msnm	lat.	long
1	132-035	EL CRISTO	1973	2000	26	8° 11' 00"	80° 40' 00"
2	132-016	SAN JUAN	1969	2000	100	8° 18' 00"	81° 01' 00"

Los datos de precipitación fueron complementados y extendidos en el periodo 1973 – 2015 empleando el método de la Proporción Normal, en el cual se ponderan los valores de precipitación de las estaciones base con las relaciones entre la precipitación anual promedio de la estación en estudio con cada una de las estaciones de referencia.

Como resultado de la complementación se obtuvieron las series diarias de precipitación que se presentan en el Anexo B del "ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO" elaborado por esta Consultoría.

7.2.1. Variación espacial de la precipitación

Para determinar la variación espacial de la precipitación en las cuencas del río Santa María, se construyeron las isoyetas medias anuales multianuales empleando las series de lluvias complementadas en las estaciones presentadas en la Figura 19.

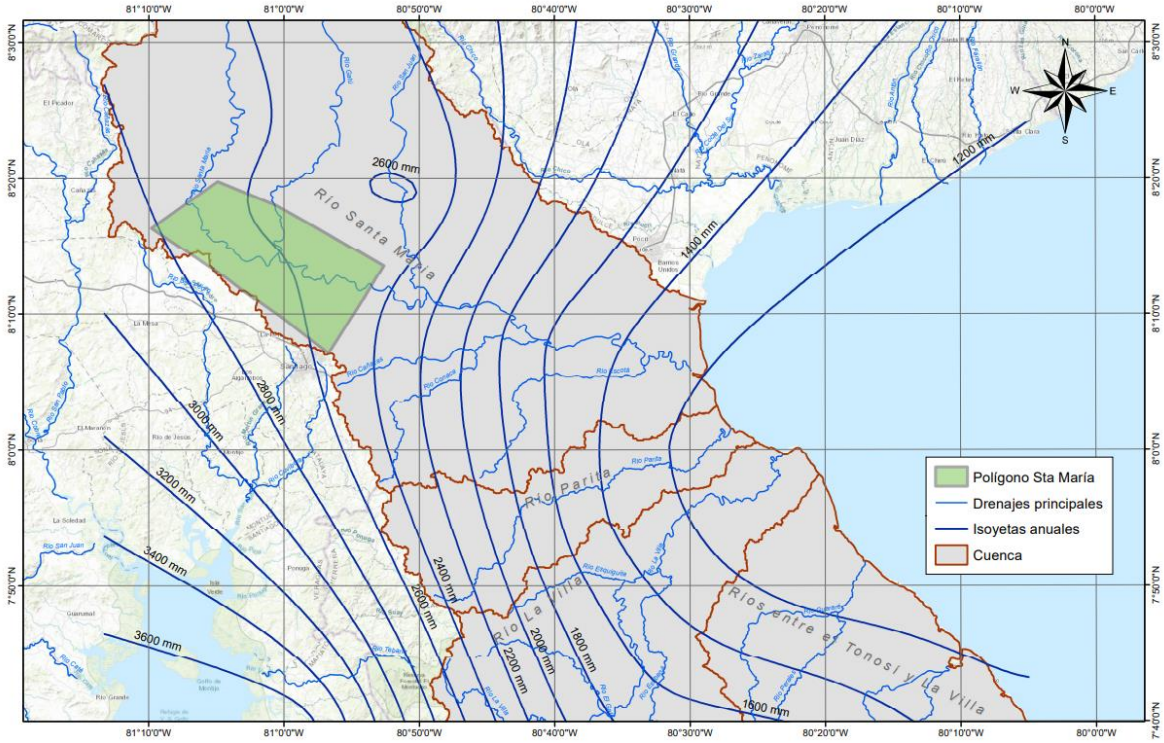


Figura 19. Distribución espacial de la precipitación media anual

7.2.2. Distribución temporal de la precipitación

En el sitio de interés que se presenta como polígono en la Figura 19 se identificaron las estaciones que se encuentran localizadas dentro del límite definido, a partir de las series complementadas se construyó el régimen de lluvias para cada estación que permiten caracterizar los sitios de interés en la cuenca (Anexo C del "ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO" elaborado por esta Consultoría. Los valores de precipitación anual estimados para cada estación se presentan en la Tabla 27.

Tabla 27. Precipitación Total Anual

Cuenca	Cod.	Nombre	Precipitación Total (mm/año)
Río Santa María	132-010	Calobre	2,629
	132-012	Santa María	1,679
	132-016	San Juan	2,552
	132-035	El Cristo	1,640

7.2.2.1. Río Santa María

La estación analizada corresponde a San Juan donde se observa un comportamiento monomodal con un periodo de alta precipitación entre mayo y noviembre, y un periodo seco durante diciembre a marzo. Se considera febrero como el mes de menor precipitación y octubre como el mes de mayor promedio histórico de lluvias.

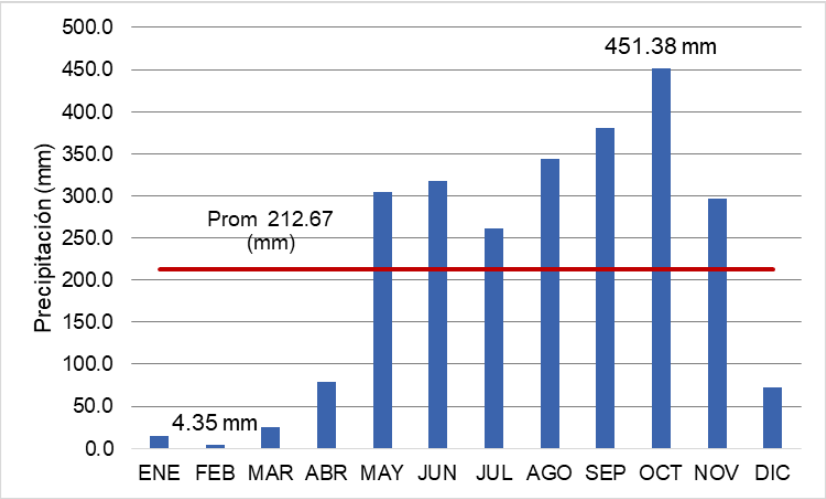


Figura 20. Variación de precipitación en la Estación San Juan - Río Santa María

7.3. CAUDALES MEDIOS CUENCA SANTA MARÍA

Con los caudales medios diarios complementados y extendidos para el periodo 1973 – 2015 se determinó el caudal medio multianual que junto con el área de drenaje aferente determinó el rendimiento hídrico medio o la producción de escorrentía por unidad de área. Este rendimiento hídrico se presenta para la cuenca en la Tabla 28.

Tabla 28. Estimación de rendimientos hídricos medios

CUENCA	Área Cuenca	Código	Estaciones	Área (km²)		

	(km²)				Q medio (m³/s)	Rendimiento (l/s/km²)
RIO SANTA MARÍA	3,326	132-02-03	Jorón	254	13.13	51.67
		132-01-03	San Francisco	1,370	85.49	62.40
		132-01-02	La Soledad	337	26.69	79.21

A partir de las series complementadas se construyeron los histogramas de variación temporal del caudal medio a lo largo del año para cada una de las estaciones que fueron complementadas. A continuación, se presentan la variación del caudal medio en la cuenca para los cuerpos de agua principales. Sobre el comportamiento de la variable se observa que en todas las estaciones se evidencia un régimen monomodal que presenta caudales superiores a la media para el periodo Agosto – Diciembre y caudales más bajos para el periodo Enero – Julio.

El río Santa María, en la cuenca del mismo nombre se encuentra representada por las estaciones Río Santa María – Estación La Soledad y Río Santa María – Estación San Francisco. Además, la Estación Jorón sobre el Río San Juan afluente del Río Santa María representa un comportamiento similar al del cauce principal como se observa en la Figura 22. En todas las estaciones se observa un comportamiento monomodal con caudales más altos en el mes de octubre y los más bajos se presentan en el mes de abril (ver Figura 21).

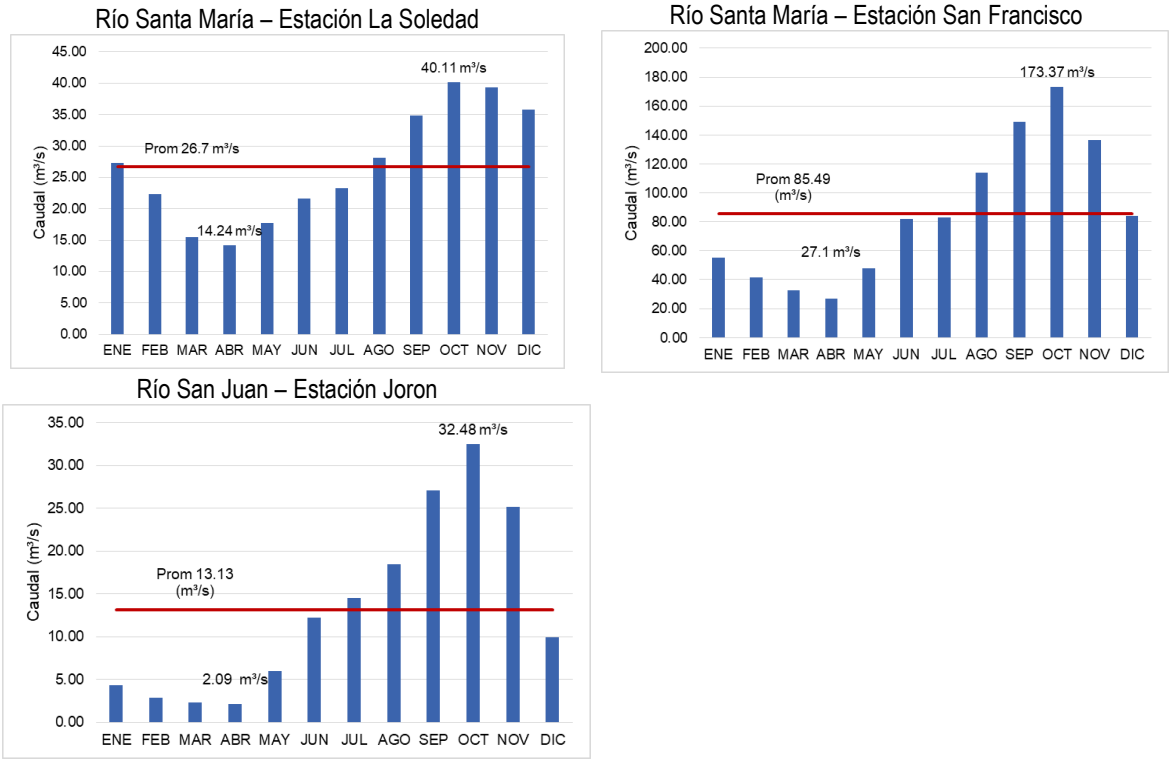


Figura 21. Régimen de caudales en las estaciones de la Cuenca Santa María

La variación anual en las tres estaciones presenta una tendencia creciente de los caudales en el periodo contemplado (1973 – 2015) con un crecimiento evidentemente más acelerado en el sitio de la estación San Francisco como se observa en las Figura 22 a Figura 24.

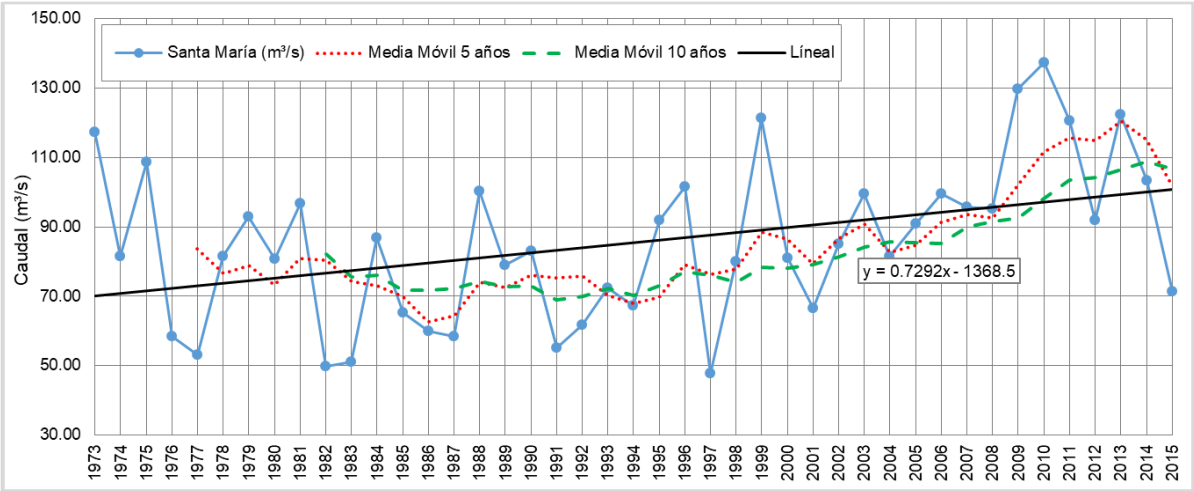


Figura 22. Tendencia de los caudales medios en la estación San Francisco

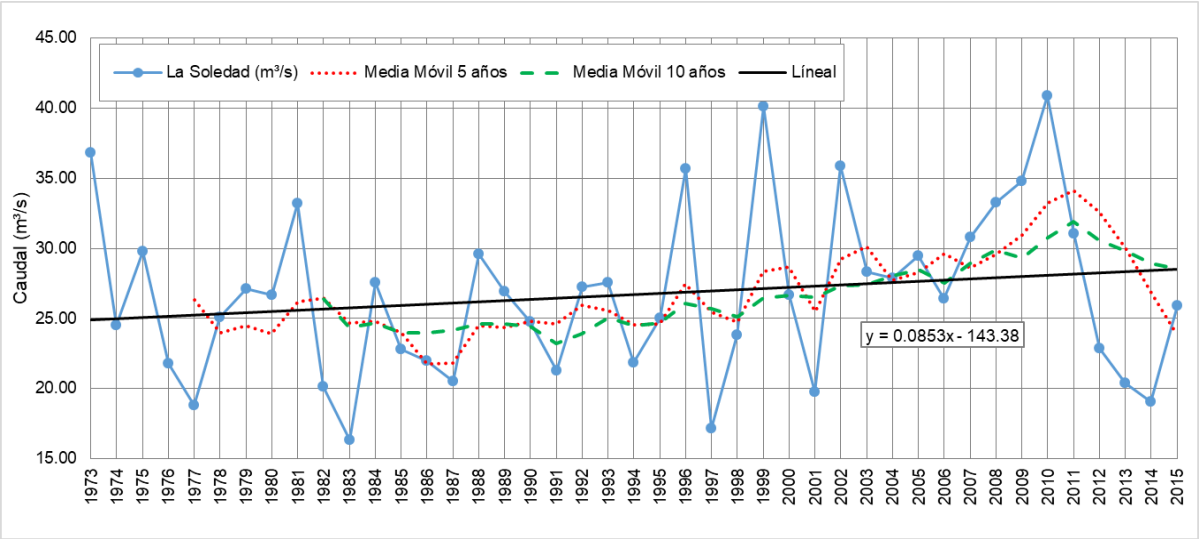


Figura 23. Tendencia de los caudales medios en la estación La Soledad

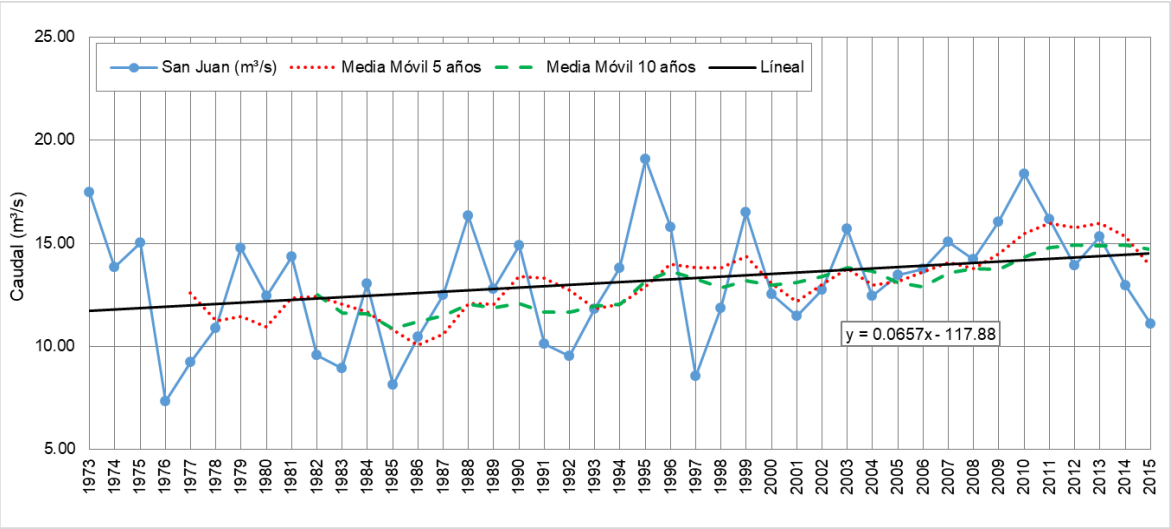


Figura 24. Tendencia de los caudales medios en la estación Joron

7.4. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MEDIOS EN EL SITIO DE PROYECTO

En el sitio de presa del proyecto de la cuenca del Río Santa María no existe una estación fluviométrica que permita contar registros de caudales afluentes a dicho sitio, lo cual exige el uso de la información disponible en otros sitios que sí poseen registros históricos como el caso de las estaciones fluviométricas cercanas. Esta metodología se conoce como transposición de registros.

Esta transposición puede realizarse cuando se dispone de registros de caudales en una estación fluviométrica en el río, registros de precipitación en la cuenca y se conoce el área de drenaje hasta la estación y hasta el sitio de interés.

El procedimiento para obtener las series representativas de caudales medios mensuales y medios diarios aprovechables para los distintos proyectos, está basado en el cálculo del rendimiento anual a partir de los registros de precipitación en la cuenca aferente a las estaciones fluviométricas, localizadas en el área de estudio, y los registros de caudal utilizando relaciones área – precipitación – caudal, de la forma:

$$\frac{Px * Ax}{Qx} = \frac{Pe * Ae}{Qe}$$ Ecuación 1.

$$Qx = \frac{Px * Ax}{Pe * Ae} * Qe$$ Ecuación 2.

Donde,

P_X = Precipitación media en la cuenca hasta el sitio de interés (mm).

A_X = Área de la cuenca hasta el sitio de interés, en km².

Q_X = Caudal medio hasta el sitio de interés, en m³/s.

P_E = Precipitación media en la cuenca hasta la estación fluviométrica de referencia (mm).

A_E = Área de la cuenca hasta la estación fluviométrica de referencia, en km².

Q_E = Caudal medio hasta la estación fluviométrica de referencia (m³/s) en cada una de las cuencas que comprenden la zona de estudio.

Utilizando la información de referencia y la metodología descrita anteriormente se determinaron las series de caudales medios diarios afluentes al proyecto de la cuenca del Río Santa María en el periodo 1973 – 2015, registrando un caudal medio multianual de 22.4 m³/s, los resultados se resumen en la Tabla 29.

Tabla 29. Estimación de caudales en los sitios de proyecto propuestos

Sitio	Área (km²)	P total (mm)	Q (m³/s)
Estación Base: Soledad	317.6	2,620.9	26.7
Gatú	278.6	2,501.2	22.4

7.5. CAUDALES MÁXIMOS CUENCA SANTA MARÍA

Para determinar los caudales máximos o de crecientes asociados a diferentes periodos de retorno en cada una de las estaciones existen metodologías directas o indirectas, las cuales se describen a continuación:

a. Metodologías directas las cuales se basan en los registros de caudales máximos instantáneos que son ajustados mediante diferentes distribuciones de probabilidad.

Para aplicar esta metodología se solicitó mediante correo a ETESA el día 19 de febrero de 2018 los registros de caudales máximos instantáneos dado que esta información no se encuentra disponible en el portal de ETESA (https://www.hidromet.com.pa/open_data.php). Estos registros fueron recibidos el 15 de junio de 2018, y corresponden a caudales máximos instantáneos de la estación San Francisco – Río Santa María.

Ajustes estadísticos

Se estimaron los caudales máximos esperados para diferentes periodos de retorno, a partir del ajuste estadístico de los caudales máximos instantáneos registrados, utilizando diferentes distribuciones de probabilidad, entre ellas Gumbel, Pearson, Log-Pearson, Log-Normal y Extremos tipo 3 o Weibull (EV3) (Véase Figura 25)

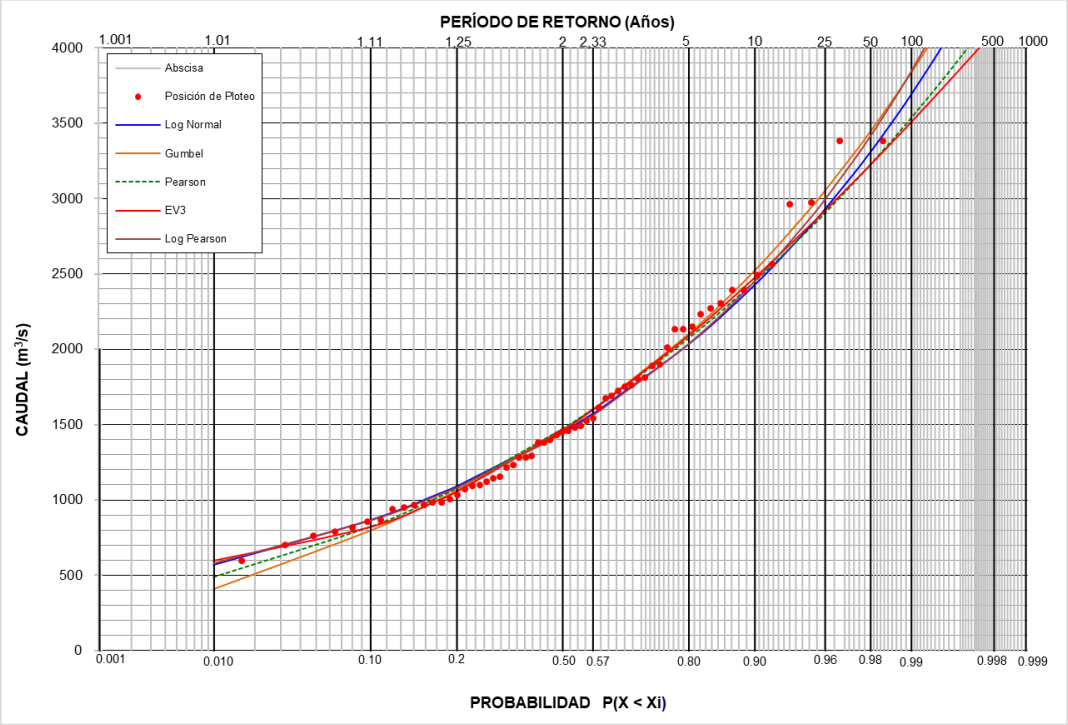


Figura 25. Ajuste probabilístico de caudales máximos Estación San Francisco – Río Santa María (132-01-03**)**

Para seleccionar el ajuste estadístico que permita determinar los caudales máximos para diferentes periodos de retorno se adoptó el ajuste de valores extremos por la función que mejor resultado presentó de la prueba Chi².

En la Tabla 30 se presentan los caudales máximos obtenidos para diferentes periodos de retorno para las estaciones de referencia.

Tabla 30. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno en la estación de referencia. Periodo 1973-2015

Tr (años)	Caudales máximos para diferentes periodos de retorno (m³/s)
	San Francisco (Río Santa María)
2.33	1,582.4
5	2,092.5
10	2,476.9
20	2,818.3
25	2,921.5
50	3,225.7
100	3,509.6
200	3,777.5
500	4,111.5
1,000	4,351.7
10,000	5,089.8
Chi²	133.4
Mejor ajuste	EV3

b. Metodologías indirectas basadas en análisis regionales que identifican zonas homogéneas desde el punto de vista hidrológico.

Esta metodología la desarrolló ETESA en el año 2008 y es presentada "Actualización del Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá" cuyo objetivo es facilitar a los promotores y diseñadores un método que permita estimar los caudales para el diseño de estructuras hidráulicas con distintos periodos de retorno. Este análisis se basó en los registros de 63 estaciones liminigráficas y 16 estaciones limnimetricas operadas por ETESA, y 6 estaciones operadas por la Autoridad del Canal de Panamá (ACP) distribuidas sobre todo el territorio (ETESA, 2008), dentro de las cuales se encuentran las estaciones base empleadas en el presente estudio para la caracterización hidrológica de las cuencas del río Santa María (Est. San Francisco y La Soledad).

En el estudio elaborado por (ETESA, 2008), fueron consideradas 42 cuencas de la red hidrográfica de la República de Panamá, el área analizada fue dividía por zonas de acuerdo a los resultados del estudio, permitiendo estimar mediante 4 modelos numéricos los eventos máximos en 9 zonas hidrológicamente homogéneas (véase Figura 26).

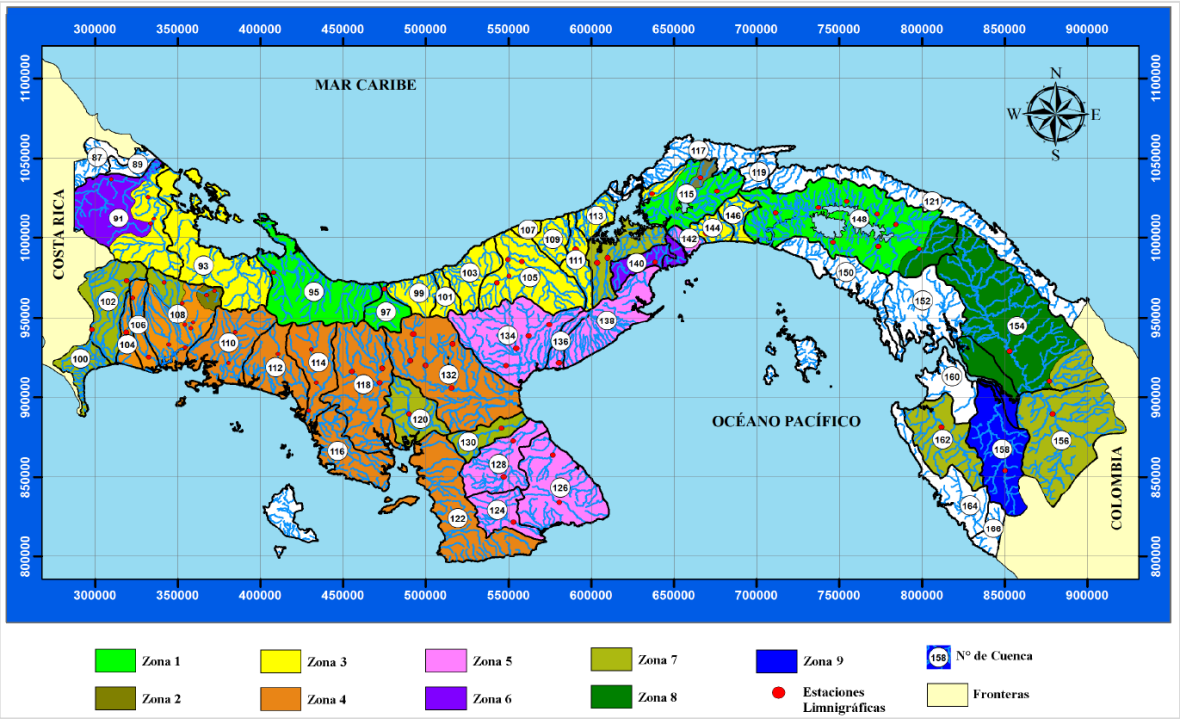


Figura 26. Regiones hidrológicamente homogéneas
Fuente: (ETESA, 2008)

Como se describe en el informe del Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá, para establecer los límites de las regiones con igual comportamiento de crecidas, tomaron en consideración el área de drenaje como una base para la estimación de la magnitud de las crecidas en cuencas no aforadas. De tal forma, relacionaron el área de drenaje de la cuenca y el promedio de todas las crecidas máximas anuales registradas durante el periodo 1972 – 2007. Estas relaciones permiten estimar la crecida promedio anual de las cuencas no controladas a partir de su área de drenaje en Km² y de su ubicación en el país. De acuerdo a la teoría de los valores extremos, la media de todas las crecidas deberá tener su valor correspondiente a aquel de un acontecimiento de 2.33 años de periodo de retorno (ETESA, 2008). En la Tabla 31 se presentan estas relaciones y la tabla de distribución asociada para estimar los valores correspondientes a cada periodo de retorno, de acuerdo con esto, se puede definir que la cuenca del Río Santa María se encuentra dentro de la Zona 4 que se encuentra resaltada.

Tabla 31. Relaciones para estimación del caudal máximo por zonas homogéneas

Zona	Ecuación	Qmax	Distribución
1	1	Qmax =34A$^{0.59}$	Tabla #1
2	1	Qmax =34A$^{0.59}$	Tabla #3
3	2	Qmax =25A$^{0.59}$	Tabla #1
4	2	Qmax =25A$^{0.59}$	Tabla #4
5	3	Qmax =14A$^{0.59}$	Tabla #1
6	3	Qmax =14A$^{0.59}$	Tabla #2
7	4	Qmax =9A$^{0.59}$	Tabla #3
8	5	Qmax =4.5A$^{0.59}$	Tabla #3
9	2	Qmax =25A$^{0.59}$	Tabla #3

Fuente: (ETESA, 2008)

A partir del esquema presentado en la Figura 26, se identificaron las zonas correspondientes a cada una de las estaciones relacionadas en este informe que caracterizan las 4 cuencas que son objeto de estudio, y se estimó el valor del caudal máximo promedio para el área de drenaje de cada estación.

Tabla 32. Caudal máximo promedio en cada estación

Zona	Qmax promedio		
	Joron (m³/s)	San Francisco (m³/s)	La Soledad (m³/s)
Área (Km²)	254	1370	337
4	655.8	1772.6	774.9

Dado que el interés es conocer los caudales máximos instantáneos que se puedan presentar en un sitio determinado para distintos periodos de recurrencia. En la Tabla 33 se presentan las tablas asociadas que contienen los factores para cada uno de los periodos de retorno considerados.

Tabla 33. Factores para diferentes periodos de retorno

Qmax/Qprom max para distintos Tr				
Tr años	Tabla 1	Tabla 2	Tabla 3	Tabla 4
1.005	0.28	0.29	0.30	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.49
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.30
10	1.66	1.64	1.60	1.55
20	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1,000	3.81	3.71	3.53	3.14
10,000	5.05	5.48	4.60	4.00

En la Tabla 34 se presentan los resultados de los caudales máximos estimados mediante la metodología propuesta en el informe del "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá" (ETESA, 2008) para la cuenca del Río Santa María.

Tabla 34. Caudales máximos en las estaciones para diferentes periodos de retorno

	Santa María (Z4)		
Tr años	Joron (m^3/s)	San Francisco (m^3/s)	La Soledad (m^3/s)
1.005	223.0	602.7	263.5
1.05	321.4	868.6	379.7
1.25	439.4	1187.6	519.2
2	609.9	1648.5	720.7
5	852.6	2304.4	1007.4
10	1016.5	2747.5	1201.1
20	1167.4	3155.2	1379.3
50	1377.2	3722.4	1627.3
100	1528.1	4130.1	1805.5
1000	2059.3	5565.9	2433.2
10000	2623.3	7090.3	3099.6

c. Comparación de resultados

Se compararon los resultados obtenidos por las dos metodologías en la estación de referencia con información disponible de caudales máximos instantáneos (véase Tabla 35)

Tabla 35. Comparación de resultados de caudales máximos para diferentes periodos de retorno con las metodologías descritas Estación San Francisco. Periodo 1973-2015

Tr (años)	Ajustes máximos instantáneos (m^3/s)	Método análisis regional (m^3/s)	Comparación de resultados (%)
2	1,461.1	1,648.5	13 %
5	2,092.5	2,304.4	10 %
10	2,476.9	2,747.5	11 %
20	2,818.3	3,155.2	12 %
50	3,225.7	3,722.4	15 %
100	3,509.6	4,130.1	18 %
1,000	4,351.7	5,565.9	28 %
10,000	5,089.8	7,090.3	39 %

Como se observa, los caudales calculados por el método de análisis regional (metodologías indirectas) son mayores a los obtenidos mediante ajuste estadístico de registros de caudales máximos instantáneos (metodologías directas) y las diferencias aumentan a medida que el periodo de retorno requerido sea mayor, presentando diferencias entre el 10 % y el 39 %.

Dado lo anterior se adoptan los caudales máximos estimados mediante la metodología directa porque se basan en registros históricos, los cuales tienen en cuenta la relación lluvia – suelo – escorrentía propia de cada cuenca.

7.6. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS EN EL SITIO DE PROYECTO

Para calcular los caudales máximos en el sitio de proyecto, se realizó transposición de caudales a partir de los caudales máximos estimados en la estación de referencia mediante ajustes estadísticos de caudales máximos instantáneos.

El traslado de caudales máximos hasta el sitio de interés se realiza mediante la expresión:

$$Q_2 = Q_1 \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^n \text{Ecuación 3.}$$

Donde:

Q_2: Caudal máximo instantáneo en el sitio de interés
Q_1: Caudal máximo instantáneo en la estación de referencia
A_2: Área de la cuenca en el sitio de interés
A_1: Área en cuenca de la estación que se tienen registros
n: Factor de proporcionalidad que se encuentra en el intervalo de 0.5 – 0.8 (U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation, 1992). En este caso se tomó n=0.6 deducido de la metodología de Análisis regional aplicado en las estaciones de referencia.

En la Tabla 36 se presentan los caudales máximos para diferentes periodos de retorno en el sitio de proyecto.

Tabla 36. Caudales máximos en el sitio de presa

Sitio	Área (km²)	2	5	10	20	50	100	1,000	10,000
Gatu	278.6	561.9	804.7	952.6	1,083.9	1,240.6	1,349.8	1,673.6	1,957.5

7.7. CRECIENTE MÁXIMA PROBABLE EN SITIOS DE PROYECTO

La Creciente Máxima Probable en los sitios de proyecto seleccionados fue calculada por el método de Creager. Este método está basado en la asociación gráfica de crecientes máximas por unidad de área, estimados en diferentes cuencas hidrológicas alrededor de todo el mundo.

El cálculo de la CMP por el método de Creager se basa en la siguiente expresión:

$$Q_{CMP} = C * \left(\frac{A}{2{,}59}\right)^{0{,}963 * A^{-0{,}048}} \qquad \text{Ecuación 4.}$$

Donde:

Q_{CMP} = Caudal pico de la Creciente Máxima Probable (m³/s).
C = Coeficiente de Creager (adimensional)
A = Área de la cuenca en km²

En la Figura 27 se muestra la envolvente de escurrimiento de Creager estimada con valores de C=30, 50, 80, 100, 120 y 150. En ella se puede observar los valores obtenidos para diferentes proyectos desarrollados en el continente, entre los que se encuentra el Proyecto Río Indio de Panamá.

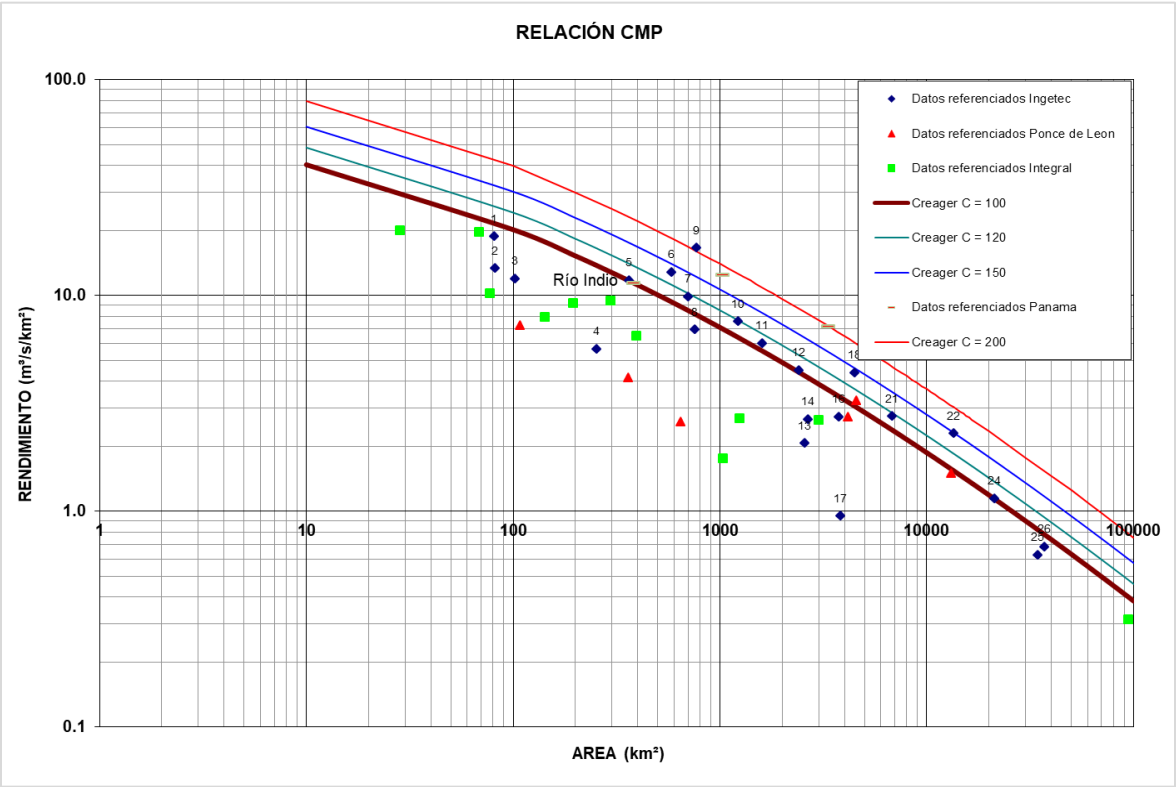


Figura 27. Envolvente de Creager

De acuerdo con la Figura 27, se adopta un valor de C=100, con el cual se obtienen los rendimientos hídricos (en m³/s/km²) a cuya curva se encuentra cercana la CMP calculada para el proyecto Río Indio. En la Tabla 37 se presentan los valores de rendimiento hídrico correspondiente a la curva de CMP con un C=100.

Tabla 37. Valores de rendimientos hídricos de CMP para C de Creager = 100.

Área (km²)	Rendimento C=100 (m³/s/km²)
10	40.4
100	20.19
200	15.26
300	12.78
400	11.2
535	9.75

A partir de las áreas de drenaje, se obtuvieron los rendimientos hídricos de CMP para los sitios de proyecto seleccionados, y con éstos, el valor de CMP correspondiente, como se presenta en la Tabla 38.

Tabla 38. Creciente Máxima Probable determinada para los sitios de proyecto seleccionados en la cuenca Santa María por el método de Creager

Sitio	Área (km²)	Rendimiento (m³/s/km²)	CMP (m³/s)
Gatu	278.6	13.3	3,708.6

7.8. HIDROGRAMA DE LA CRECIENTES MÁXIMA PROBABLE EN EL SITIO DE PROYECTO

Para el diseño del vertedero se adoptó como creciente de diseño, por lo que se realizaron análisis hidrológicos que permitieran establecer el hidrograma de la CMP afluente al reservorio, el cual sería transitado en el embalse para obtener el caudal de diseño y posterior diseño del vertedero de excesos.

Para este análisis se siguieron los pasos que se listan a continuación:

- Caracterización morfométrica de la cuenca.
- Cálculo del tiempo de concentración.
- Determinación del caudal base del hidrograma.
- Definición del hidrograma utilizando la metodología de SCS.

En los siguientes numerales se exponen las consideraciones adoptadas para el cálculo del hidrograma de la CMP.

7.8.1. Características de la cuenca hidrográfica

Las características morfométricas de la cuenca hidrográfica correspondiente afluente al reservorio de de la presa Gatú fueron determinadas a través del Software ArcGIS 10.0 por medio de la extensión de Arc Hydro, el cual es un conjunto de herramientas y modelos de datos que se utiliza en el análisis de datos geoespaciales y temporales. De manera general Arc Hydro se usa para delinear y caracterizar cuencas hidrográficas en formato ráster y de vector, definir y analizar redes hidrogeométricas, administrar datos de series de tiempo y configurar y exportar datos a modelos numéricos. (ESRI, s.f.).

Previamente a la obtención de las características morfométricas, se realizó un análisis de datos al Modelo de Elevación Digital (DEM) localizado en el sistema de coordenadas WGS_1984_UTM_Zone_17N, con las herramientas que se especifican a continuación:

- Fill: Para realizar una corrección de algún posible error en las celdas del DEM.
- Flow Direction: Para determinar la posible dirección de flujo en cada celda.
- Flow Accumulation: Para calcular el flujo acumulado hacia cada celda.
- Stream Definition y Stream Segmentation: Para la definición de la red de drenaje y los tramos de esta.
- *Drainage Line Processing*: Para la vectorización de la red de drenaje de todo el DEM en formato shape.

Para la delimitación de la cuenca hidrográfica se utilizó la herramienta Point Delineation de Arc Hydro, la cual teniendo de referencia el punto de localización del sitio de presa, delimita su respectiva cuenca hidrográfica, calculando de forma automática su área.
Para la longitud del cauce principal, se realizó un recorte sobre la red de drenaje del DEM para obtener únicamente los drenajes correspondientes a la cuenca hidrográfica, y por medio de la herramienta Longest Flow Path se determinó el recorrido más largo dentro de la cuenca y así mismo se identificó cuál es el cauce principal.

Con la herramienta Calculate Geometry se estimó la longitud de este. Otras características morfométricas como las cotas máximas y mínimas tanto del cauce principal como de la cuenca se pueden determinar por medio del DEM, dado que cada celda contiene un respectivo valor de elevación.

La pendiente media del cauce principal se calculó por medio de una interpolación entre el mapa de pendientes que se obtuvo de la herramienta Slope del Arc Hydro y el shape del cauce principal con la opción de Zonal Statistics as Table. En la Tabla 39 se muestran los resultados de las características morfométricas de la cuenca aferente al proyecto de la cuenca del Río Santa María.

Tabla 39. Características morfométricas

Datos	Gatú
Área (km²)	284.18
Longitud del cauce principal (km)	33.42
Pendiente media del lecho (m/m)	0.09
Diferencia de nivel entre el punto de desagüe y el punto hidrológicamente más alejado (m)	1,086.00

7.8.2. Tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración se usaron los resultados de las características morfométricas de la cuenca (ver Tabla 39). Se emplearon diez métodos diferentes utilizados comúnmente en análisis hidrológicos para la obtención y comparación del tiempo de concentración, éstos se presentan en la Tabla 40.

Tabla 40. Métodos utilizados para el cálculo del tiempo de concentración, Tc

Fórmula	Ecuación	Parámetro
Kirpich	$Tc = 0{,}06628\left(\frac{L_D}{S^{0,5}}\right)^{0,77}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m)
Témez	$Tc = 0{,}3\left(\frac{L_D}{S^{0,25}}\right)^{0,76}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (%)
Williams	$Tc = 0{,}683\left(\frac{LA^{0,40}}{DS^{0,25}}\right)$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) D = Diámetro de una cuenca circular con área A(km) A = Área de la cuenca (km2)
Bransby - Williams	$Tc = \frac{14{,}6\,L}{A^{0,1}S^{0,2}}$	Tc = Tiempo de concentración (min) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m) A = Área de la cuenca (km^2)
Giandotti	$Tc = \left(\frac{4\sqrt{A} + 1.5\,L}{25{,}3\sqrt{L\,S}}\right)$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m) Tc = Tiempo de concentración (h)
Johnstone y Cross	$Tc = 2{,}6\left(\frac{L}{S^{0,5}}\right)^{0,5}$	A = Área de la cuenca (km^2) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/km)
SCS - Ranser	$Tc = 0{,}947\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) H = Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente principal (m)

Ventura - Heras	$Tc = 0{,}3\left(\frac{L}{S^{0{,}25}}\right)^{0{,}75}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (%)
Vente Chow	$Tc = 0.273\left(\frac{L}{S^{0{,}5}}\right)^{0{,}64}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m)
Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos	$Tc = 0{,}28\left(\frac{L}{S^{0{,}25}}\right)^{0{,}76}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m)

De estos resultados se calcula el promedio aritmético y la desviación estándar. Se crea un rango entre el promedio más la desviación estándar y el promedio menos la desviación estándar, de tal manera que permita descartar los tiempos de concentración que se encuentren por fuera de estos dos valores. En la Tabla 41 se exponen los resultados obtenidos.

Tabla 41. Tiempos de concentración

Fórmula	Gatú
	Tiempo de concentración (h)
Kirpich	2.47
Témez	2.83
Williams	6.59
Bransby – Williams	7.43
Giandotti	2.64
Johnstone y Cross	4.84
SCS – Ranser	3.70
Ventura – Heras	2.75
Ven Te Chow	5.52
Cuerpo de Ingenieros	6.33

Promedio aritmético	4.51
Desv. estándar	1.87
Media + Desv. Estándar	6.38
Media — Desv. Estándar	2.64

T_C promedio (h)	4.09

Nota: los datos en color rojo son los descartados del promedio

De acuerdo con lo anterior, se tiene que para el proyecto de la cuenca del Río Santa María el tiempo de concentración es de 4.09 horas.

7.8.3. Caudal base del hidrograma

Con las series de afluencia mensuales entre el año 1973 y el año 2015, se obtuvo el caudal promedio mensual y se realizó una selección del mes con mayor caudal mensual, que este caso fue el mes de octubre.

Con los datos del mes con mayor caudal, se realizó el análisis de caudales máximos instantáneos, y se obtuvo las frecuencias de caudales máximos instantáneos por diferentes distribuciones probabilísticas (Normal, Gumbel, Person, Log Person, Log Normal y Extremo Tipo III o Weibull), para diferentes períodos de retorno entre 2.33 años y 10,000 años. Dado que el caudal base mayor fue el de un período de retorno de 10,000 años, se utilizó este caudal base para la CMP. En la Tabla 42 se exponen los datos de caudal base para el hidrograma.

Tabla 42. Caudal base del hidrograma

Proyecto	Caudal Base (Distribución Normal para Tr 10,000)
	m^3/s

Gatú	72.50

7.8.4. Hidrogramas SCS

En términos generales, un hidrograma unitario es la función de respuesta de pulso unitario para un sistema lineal, y se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de una unidad de exceso de lluvia (precipitación efectiva) generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva (Chow, Madiment, & Mays, 1994).

Las suposiciones del modelo son:

- El exceso de precipitación tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva.
- El exceso de precipitación está fuertemente distribuido a través de toda el área de drenaje.
- El tiempo base del hidrograma unitario resultante de un exceso de lluvia de una duración dada, es constante.
- Las ordenadas de todos los hidrogramas son directamente proporcionales a la cantidad de escorrentía directa
- El hidrograma resultante de un exceso de lluvia dado refleja las características no cambiantes de una cuenca.

El Soil Conservation Service (SCS) propuso un hidrograma sintético triangular cuya geometría (Figura 28) se define con el área y el tiempo de concentración de la cuenca, así:

$$Q_p = 0.2083\,\frac{A}{t_p} * E \qquad \text{Ecuación 5.}$$

Donde A es el área de la cuenca en km^2, E es la escorrentía unitaria, 1mm, y t_p el tiempo al pico medio desde el comienzo del hidrograma, el cual se obtiene con la expresión:

$$t_p = \frac{d}{2} + t_i = \frac{d}{2} + 0.6\,t_c \qquad \text{Ecuación 6.}$$

Donde t_l es el tiempo de rezago de la cuenca que corresponde a una fracción (60%) del tiempo de concentración t_c, definido en el capítulo de morfología, y d es la duración de exceso de precipitación unitaria.

Para finalizar la descripción geométrica del hidrograma, el ancho de la base se define como:

$$T_{bt} = \frac{8}{3}\,t_p \qquad \text{Ecuación 7.}$$

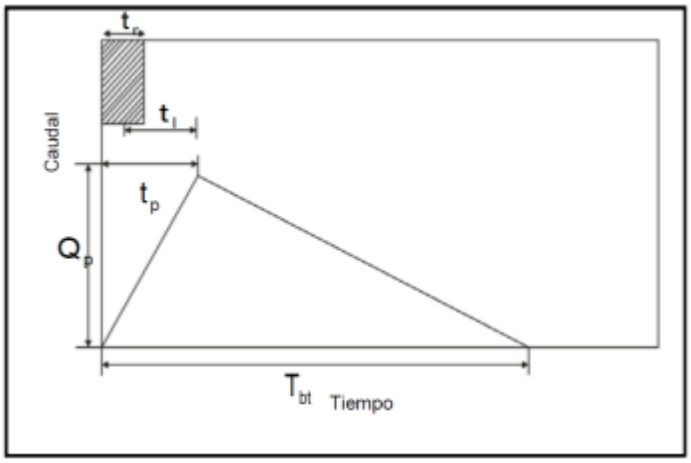


Figura 28. Hidrograma Unitario Triangular del SCS

Fuente: (Chow, Madiment, & Mays, 1994).

De acuerdo con lo anterior se estimó el hidrograma utilizando el hidrograma unitario de la Soil Conservation Service en donde se usaron los datos del tiempo de concentración, el caudal asociado a la CMP y del caudal base. En la Tabla 43 y en la Figura 29 se presenta el hidrograma estimado para el proyecto de la cuenca del Río Santa María.

Tabla 43. Datos del hidrograma unitario sintético de la CMP - Gatú

t (hr)	Q (m^3/s)
0.4	72.5
0.8	278.1
1.2	593.4
1.6	1,038.4
2.0	1,594.7
2.4	2,225.2
2.8	2,855.6
3.0	3,078.1
3.2	3,300.7
3.6	3,597.3
4.0	3,708.6
4.3	3,634.4
4.7	3,411.9
4.9	3,263.6
5.1	3,115.2
5.5	2,781.5
5.9	2,447.7
6.3	2,076.8
6.9	1,668.9
7.1	1,557.6
7.9	1,186.8
8.7	890.1
8.9	815.9
9.5	667.5
9.9	556.3
10.3	482.1
10.9	389.4
11.1	363.4
11.9	278.1
12.8	196.6
13.8	133.5
14.8	96.4
15.8	72.5
16.8	72.5
17.8	72.5
18.8	72.5
19.8	72.5

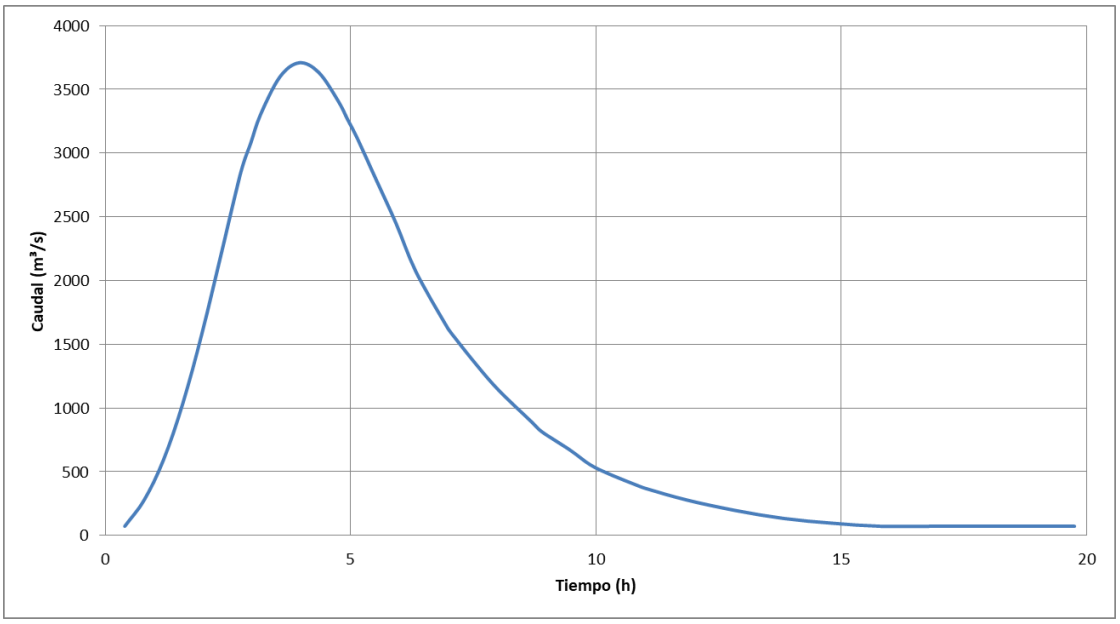


Figura 29. Hidrograma unitario sintético de la CMP - Gatú

7.9. TRÁNSITO DE CRECIENTES EN EL RESERVORIO

Haciendo uso del método de la piscina nivelada, que considera despreciable la curvatura de la superficie de la lámina de agua en el embalse durante el paso de la onda de la avenida, se llevó a cabo el tránsito del hidrograma de la CMP en el reservorio y así poder obtener un hidrograma de salida, dado por el flujo que pasa por el vertedero del proyecto.

El método de la piscina nivelada consiste principalmente en integrar la ecuación de continuidad, tal como se muestra a continuación:

$$\int_{\delta_i}^{\delta_{i+1}} dS = \int_{*\Delta t}^{(i+1)*\Delta t} I(t)dt - \int_{*\Delta t}^{(i+1)*\Delta t} Q(t)dt \qquad \text{Ecuación 8.}$$

Suponiendo como lineal la variación de los caudales de entrada y salida del embalse, lo cual es aceptable para periodos de tiempo cortos, se tiene:

$$S_{i+1} - S_i = \frac{I_i + I_{i+1}}{2}\Delta t - \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}\Delta t \qquad \text{Ecuación 9.}$$

Multiplicando esta ecuación por 2/Δt y reorganizando términos la ecuación se transforma en:

$$(I_i + I_{i+1} = \left(\frac{2S_i}{\Delta t} - Q_i\right) = \left(\frac{2S_{i+1}}{\Delta t} - Q_{i+1}\right) \qquad \text{Ecuación 10.}$$

A partir del hidrograma de entrada, la curva característica de embalse y la capacidad del vertedero, es posible conocer el caudal de salida utilizando una función que relacione 2S/Δt+Q.

El cálculo supone un nivel inicial del reservorio, que en este caso se asume igual a la cota de la cresta del vertedero y lleva a cabo un balance para cada paso de tiempo. Este paso de tiempo se consideró de 0.1 horas. En la Tabla 44 se presenta el resumen de los resultados obtenidos tras el tránsito de la CMP y en la Figura 30 se presentan el hidrograma de entrada, el hidrograma de salida y la elevación en el reservorio.

Tabla 44. Resumen de resultados del tránsito de la CMP - Gatú

Dato	Valor
Nivel máximo (msnm)	269.75
Q Max entrada (m³/s)	3,699.5
Q Max salida (m³/s)	1,688.4
Vol max (Hm³)	227.2
% Amortig =	54.36

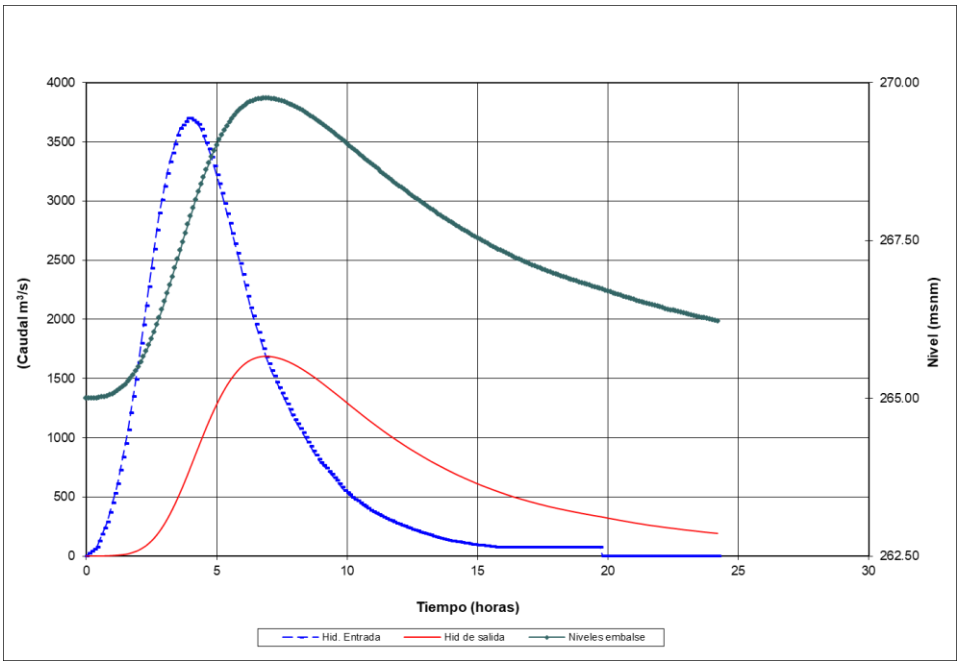


Figura 30. Tránsito del hidrograma de la CMP en el reservorio - Gatú

7.10. ESTIMACIÓN DE PÉRDIDA DEL SUELO MEDIANTE MÉTODO U.S.L.E.

La Ecuación Universal de Pérdidas de Suelo permite cuantificar la intensidad de la erosión hídrica, es decir, el volumen de suelo removido durante un periodo de tiempo determinado. Para estimar la fracción del volumen del suelo erodado que se convierte en sedimentos es necesario afectar los estimativos de la erosión por un coeficiente de producción (Díaz-Granados, Ordoñez, & Deeb, 1986).

No todo el suelo erodado en una cuenca se convierte en sedimentos transportados por la red de drenaje principal. Un determinado porcentaje del volumen del suelo erodado puede ser depositado en las depresiones del suelo o en áreas con vegetación. El coeficiente de producción de sedimentos se define como el cociente entre el volumen estimado de sedimentos a la salida de la cuenca y el volumen total erodado, este depende de diversos factores como las características del material, el clima, el uso de la tierra y las características morfológicas de la cuenca. Existen diversas aproximaciones para su estimación, siendo la propuesta por la ASCE (1975), una de las cuales relaciona el área de la cuenca con este

coeficiente, su determinación particular para cada cuenca es importante y es obtenida a partir de mediciones hidrométricas que permitan estimar el volumen de sedimentos transportados (Díaz-Granados, Ordoñez, & Deeb, 1986).

Se implementó, a partir de información disponible, la ecuación para la estimación de pérdida universal del suelo, conocido como USLE. Este es un método indirecto diseñado para predecir la cantidad de perdida de suelo por escurrimiento en áreas específicas bajo determinados sistemas de manejo y cultivos (Wischmeier & Smith, 1978).

Gracias a la USLE se puede estimar la erosión hídrica de la zona de estudio, ya que esta ecuación desarrollada por el SCS (sistema de conservación de suelos de Estados Unidos) relaciona los siguientes factores: tipo de suelo, topografía, cobertura y uso de la tierra.

Se utilizó la USLE para la determinación de la erosión hídrica a partir de información secundaria asociada a coberturas y texturas del suelo, registros de precipitación de las estaciones analizadas, sistemas de información geográfica e información de radar recopilada del The Alaska Satellite Facility (ASF) para la definición de la topografía de toda el área de estudio. La USLE se expresa como:

$$A = R * K * L * S * C * P$$ Ecuación 11.

Dónde:

A= Perdida de suelo, t/ha año
R= Factor de erosividad de la lluvia, (Mj.mm/ha año)
K= Factor de erosionabilidad (t/ha/Mj.mm/ha año)
L= Factor longitud del terreno (adimensional)
S= Factor pendiente del terreno (adimensional)
C= Factor de cobertura (adimensional)
P= Factor prácticas de conservación (adimensional)

7.10.1. Factor R

El factor erosividad de la lluvia es un índice numérico que expresa la capacidad de la lluvia para erosionar el suelo (Wischmeier & Smith, 1978). Los valores del factor R utilizados en la fórmula USLE se determinaron a partir de los valores de precipitación media en las estaciones localizadas en las cuencas objeto de análisis, la estimación se realizó mediante el modelo matemático conocido como el índice de Fournier que se expresa como sigue a continuación:

Se calculó el índice de Fournier (IF) como un indicador de erosividad en cada una de las estaciones hidrometereológicas, las cuales previamente fueron utilizadas para caracterizar la precipitación total en el sitio del proyecto. El IF se estimó a partir de la siguiente ecuación y se clasificó de acuerdo a los valores considerados por (Delgado, 2003) (ver Tabla 45).

$$IF = \frac{P^2}{P} \text{Ecuación 12.}$$

Donde:
IF=Índice de Fournier
P^2= Precipitación media del mes más lluvioso
P= Precipitación media anual

Tabla 45. Valores de referencia del índice de Fournier

IF	Calificación
<15	Muy bajo
16-30	Bajo

31-50	Moderado
51-65	Alto
>65	Muy Alto

Fuente: (Delgado, 2003)

Con los valores registrados en las estaciones de precipitación media mensual multianual y la metodología descrita anteriormente se estimó el índice de Fournier y su respectiva clasificación de donde en todas las estaciones a excepción clasifican como Bajo.

Tabla 46. IF y su clasificación zona de proyecto

Estación	IF	Clasificación
Calobre	78.9	Muy Alto
Pesé	45.7	Moderado
Pocrí	28.5	Bajo
Parita	31.5	Moderado
Llano de la cruz	46.0	Moderado
San Juan	79.8	Muy Alto
Los Santos	47.9	Moderado
Llano de Piedra	86.5	Muy Alto
Valle Rico	61.3	Alto

Fuente: Elaboración propia

7.10.1.1. Índice Modificado De Fournier

Debido a que la metodología usada anteriormente en el índice de Fournier solo toma en cuenta el mes más lluvioso del año (para un régimen monodal), se procedió a utilizar el índice modificado de Fournier IMF, ya que el sitio del proyecto se encuentra en Panamá, en donde el régimen de precipitación es bimodal. El índice modificado de Fournier se calculó mediante la siguiente ecuación.

$$IMF_1 = \sum_{i-1}^{12} \frac{Pi^2}{P_t}$$ Ecuación 13.

Donde:
IMF_1= Índice modificado de Fournier.

Pi= Precipitación media mensual (mm).
P_t= Precipitación media anual (mm).
i=Mes.

En la Tabla 47 se presentan los resultados al calcular IMF para cada una de las estaciones que están localizadas en el sitio del proyecto.

Tabla 47. Resultados IMF

Estación	IMF
Calobre	368.21
Pesé	220.85
Pocrí	193.38
Parita	187.60
Llano de la cruz	225.95

San Juan	361.71
Los Santos	172.39
Llano de Piedra	246.35
Valle Rico	255.86

Fuente: Elaboración propia

7.10.1.2. Capacidad De Las Lluvias De Erosionar El Suelo

El factor EI_{30} o Factor R expresa la capacidad de las lluvias de erosionar el suelo. Es una medida de la manera como se combinan la energía y la intensidad de una tormenta y define los efectos conjuntos del impacto de las gotas de lluvia y la turbulencia de la escorrentía en el transporte de las partículas de suelo precedentes de un campo (Pérez & Mesa, 2002).

Este factor se determinó con la ecuación presentada a continuación y se clasificó de acuerdo con la Tabla 48.

$$EI_{30} = \sum_{12}^{1} \quad 30.4\ (IMF) + 28.3$$

Ecuación 14.

Donde:
EI_{30}= Erosividad en $MJ * mm * ha^{-1}$
IMF= Índice modificado de Fournier (mensual)

Tabla 48. Clasificación de la erosividad de las lluvias

Clase	Erosividad	Clasificación
1	<1,000	Natural
2	1,000 a 2,500	Muy baja
3	2,500 a 5,000	Baja
4	5,000 a 7,500	Moderada
5	7,500 a 10,000	Alta
6	10,000 -15,000	Muy alta
7	15,000 – 20,000	Severa
8	>20,000	Extremadamente severa

Fuente: (Rivera & Gómez, 1991)

Con la información registrada en las estaciones y la metodología descrita anteriormente se determinó la erosividad de las lluvias en la zona del proyecto, que es presentada en la Tabla 49.

Tabla 49. Erosividad de las lluvias en las estaciones en estudio

Estación	EI30 ($MJ * mm * ha^{-1}$)	
Calobre	10,472.48	Muy Alta
Pesé	6,059.72	Moderada
Pocrí	5,250.70	Moderada
Parita	5,026.21	Moderada
Llano de la cruz	6,199.45	Moderada
San Juan	10,218.95	Muy Alta
Los Santos	4,685.82	Baja

Llano de Piedra	7,071.42	Moderada
Valle Rico	6,960.59	Moderada

Fuente: Elaboración propia

Con este índice y la localización de las estaciones se generó la distribución espacial del Factor R que se muestra en la Figura 31 a continuación:

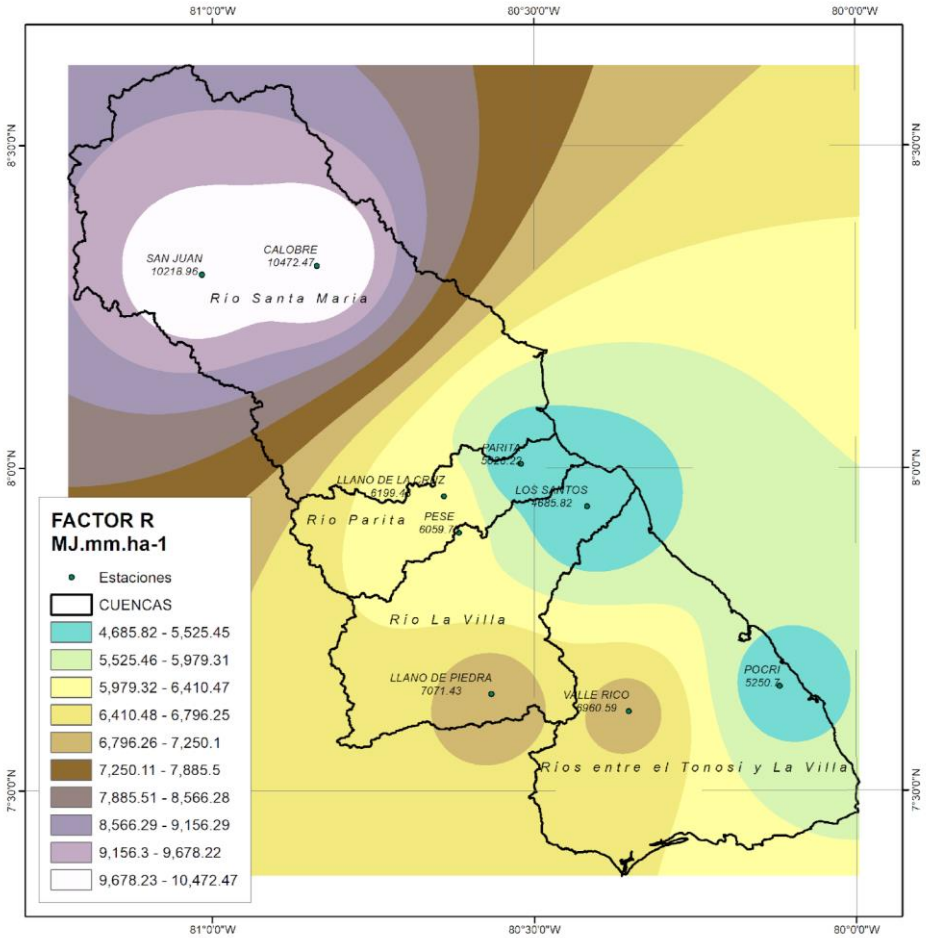


Figura 31. Distribución espacial del Factor R

De acuerdo a esta distribución espacial, se determinó el valor medio del factor R para el área de la cuenca del Río Santa María, obteniendo un promedio anual de R = 8,584.95 MJ.mm.ha^{-1}.

7.10.2. Factor K

El factor K representa la erosionabilidad del suelo, es decir, muestra su susceptibilidad a la acción del agua; es una característica inherente a los suelos, que es función de la acción individual y/o combinada de sus propiedades físicas, químicas y biológicas, así como también del manejo que de ellos se haga. (Barrios, 1995).

El método más completo para estimar K es el Nomograma de (Wischmeier & Smith, 1978), el cual requiere datos sobre porcentaje de limo, porcentaje de arena muy fina, porcentaje de arena, porcentaje de contenido de materia orgánica, estructura y permeabilidad. Para el presente estudio, no fue posible contar con información tan detallada, por lo que se

procedió a emplear valores de K tabulados por (Kirkby & Morgan, 1980); a los cuales se llegó, teniendo en cuenta la información consignada en el estudio edafológico realizado en el área de estudio, en cuanto a textura y contenidos de materia orgánica (alto, medio o bajo).

Tabla 50. Valor del factor K

Textura del Suelo	<0.5%	2%	>4%
Arcilla	0.0017	0.0380	
Arcilla arenosa	0.0180	0.0170	0.0160
Arcilla limosa	0.0330	0.0300	0.0250
Arena	0.0070	0.0040	0.0030
Arena fina	0.0021	0.0180	0.0130
Arena fina franca	0.0320	0.0260	0.0210
Arena franca	0.0160	0.0130	0.0110
Arena muy fina	0.0550	0.0470	0.0370
Arena muy fina franca	0.0580	0.0500	0.0400
Franco (grada)	0.0500	0.0450	0.0380
Franco arcillolimoso	0.0490	0.0420	0.0340
Franco arcilloso	0.0370	0.0330	0.0280
Franco arenoarcilloso	0.0360	0.0330	0.0280
Franco arenoso	0.0360	0.0320	0.0250
Franco arenoso fino	0.0460	0.0400	0.0320
Franco arenoso muy fino	0.0620	0.0540	0.0430
Limo	0.0790	0.0680	0.0550
Limo franco	0.0630	0.0550	0.0430

Fuente: (Kirkby & Morgan, 1980)

A nivel de toda la cuenca se determinó que los suelos tienen texturas arcillosas y francoarcillosas predominantes, como se muestra en la Figura 32, adicionalmente, se determinó que el contenido de materia orgánica es inferior al 0.5% de acuerdo con las observaciones realizadas en campo para el estudio de edafología, de acuerdo con esto se adoptó un valor de K = 0.027 t/ha/Mj.mm/ha año promedio para toda el área.

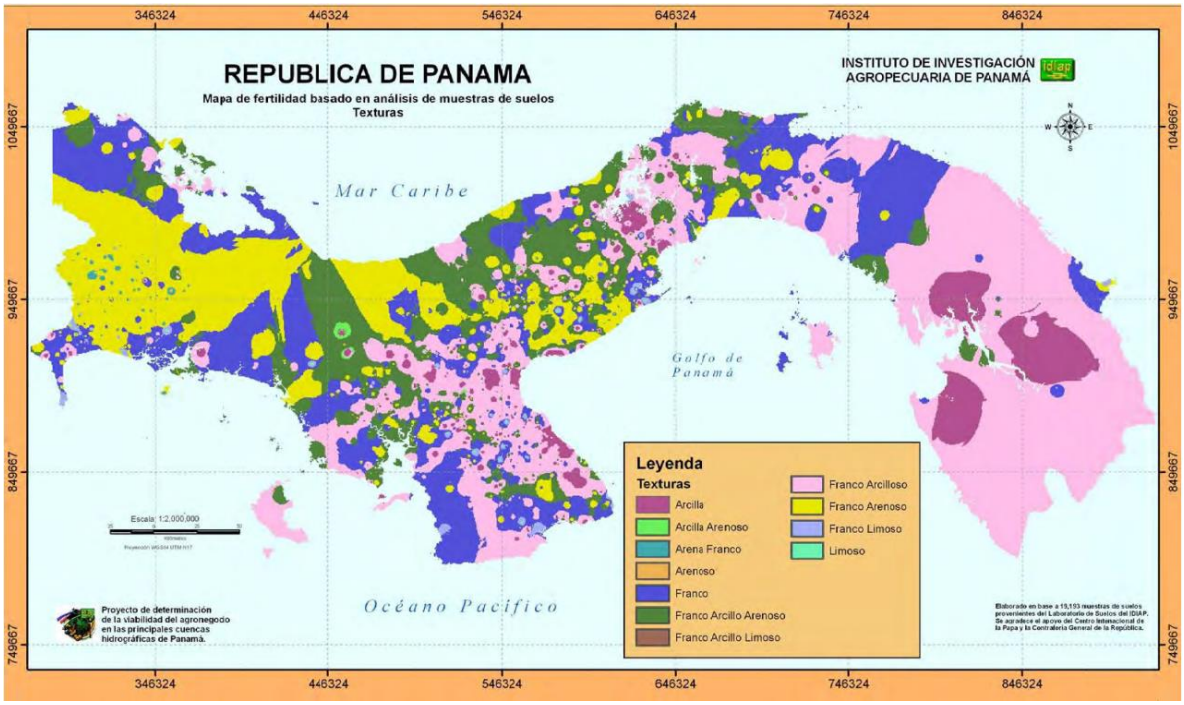


Figura 32. Texturas del suelo en Panamá

Fuente: Zonificación de suelos de Panamá por niveles de nutrientes (IDIAP, 2006)

7.10.3. Factor LS

Se refiere al efecto combinado de la pendiente y la longitud da las zonas expuestas a la erosión. Este factor define la relación entre el suelo perdido en un terreno cualquiera con pendiente p y longitud λ y la correspondiente a la parcela piloto utilizada en el desarrollo de la USLE. Su valor se obtiene por multiplicación de dos subfactores: Longitud (L) y pendiente (S); la longitud se define como la distancia desde el punto de origen del flujo (sobre la superficie de aporte) hasta el punto donde la pendiente disminuye lo bastante como para que ocurra el depósito, o bien, hasta el punto en el que el escurrimiento entra en un cauce bien definido, la pendiente será la que tenga dicha longitud (L) y generalmente se expresa como un porcentaje (Gracia, 2002).

Cuando no se dispone de información detallada para estimar los valores de SL, se puede emplear la tabla que permite tener una buena aproximación si se conocen el uso del suelo y el valor de la pendiente.

Tabla 51. Valores generales de SL

Tipo de terreno	SL
Terreno normalmente de cultivo (S ≤ 5%)	1.0
Terrenos de cultivo temporal, con necesidades más o menos importantes de prácticas de conservación (5 < S ≤ 20 %)	4.0
Terrenos forestales, pastizales o cultivos que requieren importantes medidas de conservación de suelos (S > 25%)	7.0

Fuente: (Gracia, 2002)

De acuerdo con la información asociada a la topografía del terreno se construyó el mapa de pendientes en el área de estudio. De acuerdo al análisis estadístico, en la cuenca del río Santa María se encuentra una pendiente media predominante de 15.7%, por lo cual se adopta un valor del factor SL = 4.0

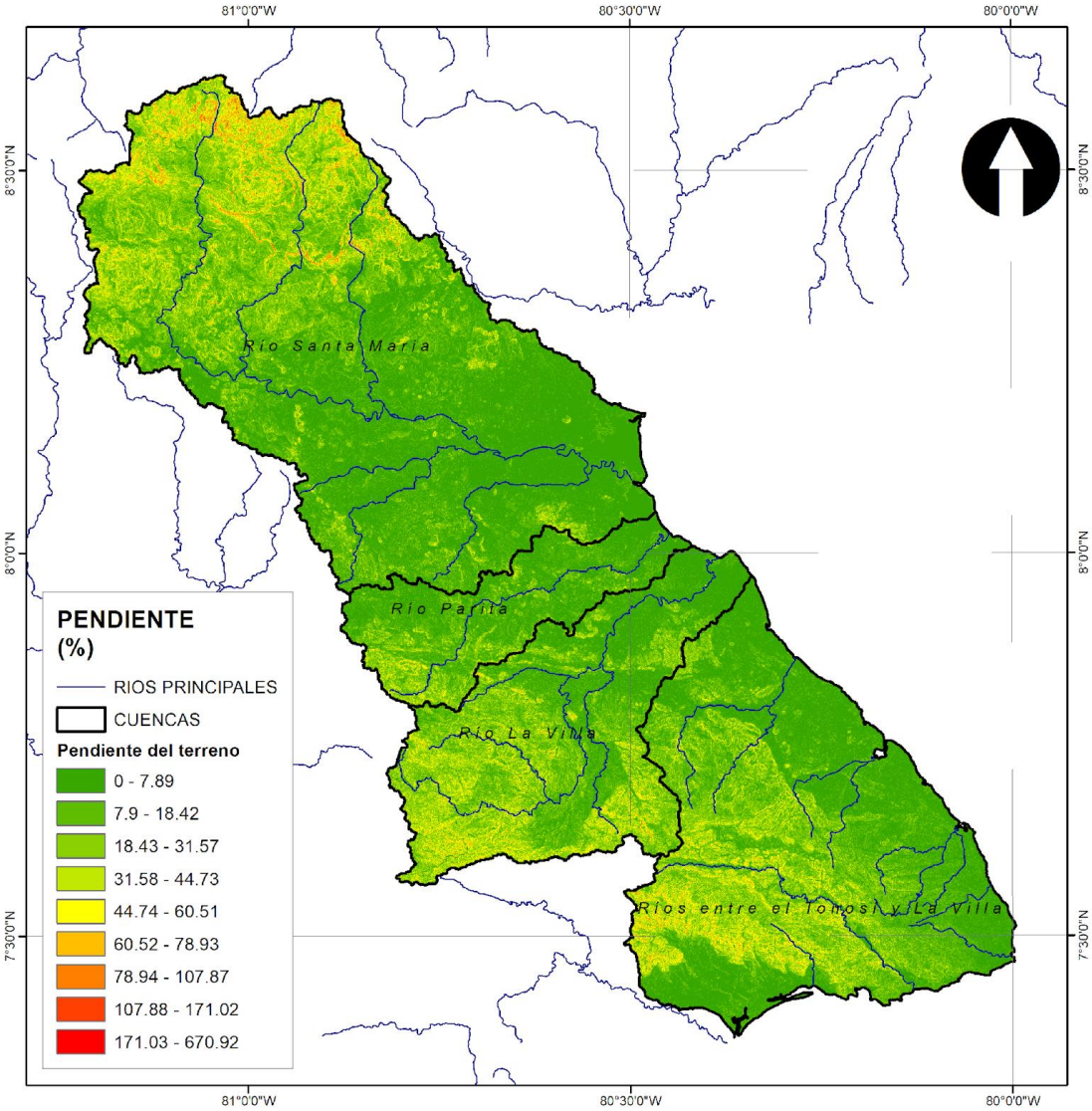


Figura 33. Mapa de pendientes en el área de estudio

7.10.4. Factor C

Este factor indica el efecto de la cubierta vegetal en la pérdida de suelo. Se expresa como la relación entre la pérdida de suelo de un área o parcela con una vegetación dada y sistemas de manejo específicos, y la pérdida de suelo en una parcela en barbecho continuo, limpia y arada, en el sentido de la pendiente, a intervalos regulares. Los valores de C son pequeños cuando el suelo está protegido del impacto del agua de lluvia y de la acción de la escorrentía superficial, y viceversa; es decir que, un valor alto para C, representa menor cobertura del suelo, es decir menor protección.

La determinación del factor C se realizó con base en la distribución de cobertura vegetal presentado en el Atlas Ambiental de la República de Panamá, del año 2010. En él se establece una cobertura vegetal predominante de dos tipos para la península de Azuero (Tabla 52), a estos fue asociado un factor C para dos cubiertas vegetales: sabana, pradera en buenas condiciones y bosques con cobertura del 45 al 70% asociado a la parte alta de la cuenca, resultando en un factor C promedio de 0.01 de acuerdo a los valores tabulados por (Gracia, 2002) (ver Tabla 53).

Tabla 52. Factor C en península de Azuero

Clasificación	Factor C
Sistema productivo con vegetación leñosa natural o espontánea significativa (10 -50%)	0.01
Sistema productivo con vegetación leñosa natural o espontánea significativa (<10%)	0.01

Sistema productivo con vegetación leñosa natural o espontánea significativa (10 – 50%): Esta clase de uso de suelo corresponde a los rastrojos, bosques muy jóvenes, potreros con mucha vegetación arbórea y sistemas agroforestales.

Sistema productivo con vegetación leñosa natural o espontánea significativa (Menos de 10%): En esta clase de uso de suelo se incluyen los potreros con poca cobertura de árboles y arbustos, los cultivos temporales y terrenos recién desmontados.

Figura 34. Tipos de vegetación en Panamá

Fuente: Atlas Ambiental República de Panamá (ANAM, 2010)

Tabla 53. Factor C

Cubierta Vegetal	Factor C
Suelo desnudo	1.0
Bosque o matorral denso, cultivos con capa gruesa de material orgánica	0.001
Sabana, pradera en buenas condiciones	0.01
Sabana o pradera sobrepastoreadas	0.1
Cultivo de desarrollo lento o siembre tardía: primer año	0.3 a 0.8
Cultivo de desarrollo rápido o siembra temprana	0.01 a 0.1
Cultivo de desarrollo lento o siembra tardía: segundo año	0.01 a 0.1
Maíz, sorgo, mijo (establecidos)	0.4 a 0.9
Arroz	0.1 a 0.2
Algodón, tabaco (segundo ciclo)	0.5 a 0.7
Cacahuate	0.4 a 0.8
Primer año de casave y ñame	0.01
Palma, café, cacao con cubierta de cultivo	0.1 a 0.3

Piña de contorno: con residuo quemado			0.2 a 0.5
	con residuo enterrado		0.1 a 0.3
	con residuo superficial		0.2 a 0.8
Piña y siembra de relleno (pendiente 7%)			0.1
Bosque, área cubierta:			
	del 75 al 100%		0.003 a 0.011
	del 45 al 70%		0.010 a 0.040
	del 25 al 40% con residuos		0.41
		sin residuos	0.84
Zona de cultivo			0.4

Fuente: (Gracia, 2002)

7.10.5. Factor P

El factor P es la relación de pérdida de suelo entre una parcela donde se han aplicado prácticas mecánicas de conservación de suelos (contornos, terrazas, cultivos en fajas, etc.) para el control de la erosión, y las pérdidas que se producen en una parcela si tales prácticas no se utilizan y el laboreo se efectúa en el sentido de la pendiente. Para el presente estudio, no se conocen prácticas de conservación aplicadas en el área, por lo que el valor de P se considera igual a 1.

7.10.6. Pérdida del Suelo

Finalmente, se determina el valor de erosión media anual en la cuenca del Río Santa María de acuerdo a las estimaciones realizadas de cada una de las variables. Se tiene que, aplicando el modelo descrito anteriormente para la aplicación de la USLE, el total de pérdida de suelo en la cuenca del Río Santa María es igual a 9.27 ton/ha/año. Asumiendo un coeficiente de producción de sedimentos igual a la unidad (1), siendo esta la condición más crítica, se obtiene una tasa de denudación de 0.69 mm/año como se presenta a continuación:

R	8,584.95
K	0.027
LS	4
C	0.01
P	1
A (ton/ha/año)	9.27
A (mm/año)	0.69

7.10.7. Mediciones en cuenca del Río Santa María

De acuerdo con el Informe Hidrológico Proyecto Hidroeléctrico Cerro Gordo (Cuenca del Río Santa María) (Espinosa, 2011): “El transporte anual de sedimentos suspendidos en el río Santa María, a la altura de la estación Santa Fe, es aproximadamente 3,700 toneladas de sedimentos, es decir, la cuenca hasta la estación presenta un rendimiento aproximado de 20 ton/año/km². Esta información se deduce del resumen de los caudales sólidos en suspensión en ton/mes, registrados en la estación Santa Fe, correspondiente al periodo 1987-1996 cuyos datos fueron suministrados por ETESA, ver Cuadro 31.” Esto, bajo un peso específico del material transportado de 1.35 ton/m³ resulta en una tasa de denudación de 0.015 mm/año siendo este valor significativamente inferior al valor estimado mediante la metodología indirecta USLE, valores inferiores a a tasa de denudación característica de cuencas muy bien conservadas (0.1 mm/año).

Tabla 54. Cuadro 31 Informe Hidrológico Proyecto Cerro Gordo - Sedimentos

Cuadro 31. Caudales sólidos en suspensión en Toneladas /mes, Estación Santa Fe

EMPRESA DE TRASMISIÓN ELÉCTRICA, S.A.
GERENCIA DE HIDROMETEOROLOGÍA

CAUDALES SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN (TON/MES)

Latitud : 08° 30' 02" NORTE
Longitud 81° 04' 07" OESTE
Elevació 380 msnm
Área Dre 185 Km²
Fecha Ini 01/05/1957

SANTA MARÍA - SANTA

Estación : 132-01-01
Provincia : VERAGUAS
Distrito : SANTA FÉ
Corregimiento : SANTA FÉ
Tipo Estación : Limnigráfica

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Total
1987	303	237	44.1	327	280	57.2	136	216	172	703	268	178	2921
1988	225	348	137	36.6	152	202	290	491	551	834	422	292	3981
1989	559	889	300	166	120	138	205	256	229	256	420	458	3996
1990	531	232	347	130	279	125	184	174	196	386	513	838	3935
1991	187	150	208	80.5	221	107	141	205	298	343	256	753	2950
1992	259	159	168	901	317	117	130	319	388	283	112	464	3617
1993	596	152	1116	70.9	110	117	214	166	361	274	389	875	4441
1994	122	122	94.2	133	321	150	184	171	269	334	231	258	2389
1995	191	85.6	321	79.6	62.7	202	250	461	348	311	133	194	2639
1996	660	865	473	81.9	229	131	228	269	456	432	605	1738	6168
Máximo	996	889*	1116	901	334	383	424	491	551	834	822	1738	
Mínimo	122	37.4	44.1	20.2	62.7	57.2	122	137	128	194	112	102	
Promedio	363	324	321	201	209	135	196	273	327	416	335	605	3704

Estimado con el valor promedio del mes

Fuente: (Espinosa, 2011)

7.11. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA DEL CANAL DE PANAMÁ

La estimación de la tasa de denudación en la cuenca del río Santa María se realizó mediante aproximaciones hechas con metodologías indirectas que involucran variables de topografía, cobertura vegetal, textura del suelo y prácticas conservativas, sin embargo, la disponibilidad de información y su escala dificultan la precisión de los resultados obtenidos. No obstante, existen monitoreos de caudales sólidos en la región que permiten corroborar los resultados obtenidos permitiendo de esta manera adoptar un valor de diseño adecuado y conservador.

Dado que no se cuenta con información suficiente que permita realizar una estimación más apropiada para las cuencas en estudio, pues no existen registros de aforos sólidos en la red de estaciones instaladas actualmente, se realizó una comparación con la información asociada a la cuenca del Canal de Panamá y las mediciones históricas realizadas en sus afluentes, comparando dicha información con el caudal sólido registrado en 6 estaciones distribuidas en diferentes cuencas del país que fueron consignados en el informe denominado Boletín Hidrológico 1984 – 1986 (Instituto de Recursos Hidráulicos y Electrificación - Departamento de Hidrometeorología, 1992).

En la Tabla 55 se presentan los valores de caudales sólidos mensuales registrados para el periodo 1984-1986 y el valor promedio de los dos periodos empleado en la estimación de la tasa de denudación.

Tabla 55. Transporte de sedimentos promedio en las estaciones

Estación	Código	Año	Área (km²)	Tasa de transporte (Ton/año/km²)	Tasa de transporte promedio (Ton/año/km²)
San Pablo-Interamericana	118-01-01	1984-1985	745	45.2	44.65
		1985-1986	745	44.1	
Cañazas-Cañazas	118-02-01	1984-1985	122	23.3	23
		1985-1986	122	22.7	
Cobre-Los Estrechos	118-03-01	1984-1985	483	51.5	50.95
		1985-1986	483	50.4	
San Pedro-Llano Grande	120-01-01	1984-1985	407	54	52.7
		1985-1986	407	51.4	
Santa María-Santa Fe	132-01-01	1984-1985	185	18.6	18.5
		1985-1986	185	18.4	
Río Grande-Río Grande	134-01-01	1984-1985	471	14.7	14.5
		1985-1986	471	14.3	

El valor de la tasa de denudación en cada área fue calculado a partir de la tasa de transporte y asumiendo un peso específico del material transportado de 1.35 ton/m³, en las cuencas analizadas se observa una variación entre 0.01 a 0.04 mm/año, como se presenta en la Tabla 56. Estos valores son inferiores a la tasa de denudación definida para cuencas muy bien conservadas de 0.1 mm/año.

Tabla 56. Tasa de denudación medida en estaciones

Estación	Código	Periodo	Área (km²)	Tasa de transporte (Ton/año/km²)	Tasa de denudación (mm/año)
San Pablo-Interamericana	118-01-01	1984-1986	745	44.65	0.03
Cañazas-Cañazas	118-02-01	1984-1986	122	23	0.02
Cobre-Los Estrechos	118-03-01	1984-1986	483	50.95	0.04
San Pedro-Llano Grande	120-01-01	1984-1986	407	52.7	0.04
Santa María-Santa Fe	132-01-01	1984-1986	185	18.5	0.01
Río Grande-Río Grande	134-01-01	1984-1986	471	14.5	0.01

En el “Informe de Sedimentos Suspendidos – Periodo 1998-2007” desarrollado por la Autoridad del Canal de Panamá se presenta una tasa de transporte igual a 680 ton/año/km² para la cuenca que drena al lago Alhajuela y 270 ton/año/km² para la cuenca del Lago Gatún. Si se adopta un peso específico del material de 1.35 ton/m³ se obtiene un rango para la tasa de denudación que varía entre 0.2 – 0.5 mm/año, valores de orden de magnitud similar al obtenido en la cuenca del río Santa María a través de la metodología USLE.

7.12. COEFICIENTE DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS

Para estimar los sedimentos afluentes al sitio de proyecto se aplicó la tasa de denudación obtenida por el método USLE afectada por el coeficiente de producción de sedimentos.

De acuerdo con la Sociedad Americana de ingenieros Civiles en el documento *“Sediment Sources and Sediment Yield, Sedimentation Engineering”* de 1975, *“el coeficiente de producción de sedimentos se define como el cociente entre el volumen estimado de sedimentos a la salida de la cuenca y el volumen total de suelo erodado en ésta”* mediante un análisis desarrollado en diferentes cuencas donde estimaron la tasa de erosión mediante la ecuación universal de pérdida del suelo

y mediciones reales de sedimentos generó la relación establecida en la Figura 35. De esta relación se concluye que para el área de la cuenca de (Santa María 1,284.18 mi²) el coeficiente de producción tomado de la envolvente superior sería de 0.07. Con este coeficiente y la tasa de erosión estimada por el método USLE (0.69 mm/año) el aporte de sedimentos sería de 0.048 mm/año que tiene ordenes de magnitud similares a las presentadas en la Tabla 56.

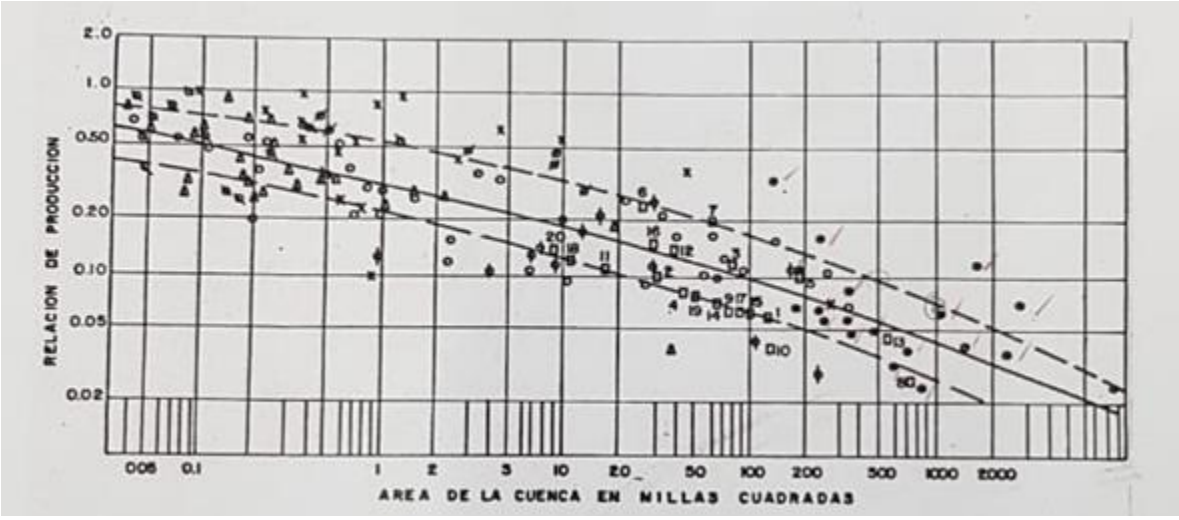


Figura 35. Relación de producción respecto al área de la cuenca (tomado del documento "Determinación de Coeficientes de Producción de Sedimentos en Cuencas Extensas")

7.13. APORTE DE SEDIMENTOS AL SITIO DE PROYECTO

Tomando en cuenta que al aplicar el coeficiente de producción de sedimentos, la tasa de sedimentos obtenida es de 0.048 mm/año, valor inferior a la tasa de denudación definida para cuencas muy bien conservadas (0.1 mm/año), se decide adoptar una tasa de sedimentos de 0.5 mm/año para un periodo de 50 años la cual se considera conservadora tomando en cuenta que en la actualidad no se dispone de de aforos sólidos que permitan obtener una tasa de sedimentos mediante métodos directos.

La tasa estimada para los 50 años es equivalente una tasa de 0.25 mm/año para un periodo de 100 años.

De acuerdo con lo anterior, los siguientes análisis se realizarán asumiendo una tasa de denudación de 0.5 mm/año. La estimación del volumen muerto se encuentra definida mediante la siguiente expresión:

$$Volumen\ muerto = 0.001 * Tasa\ de\ denudación * Área\ aferente * Vida\ útil \text{Ecuación 15.}$$

Tasa de denudación: es la tasa adoptada para el área analizada 0.50 mm/año
Área aferente: al sitio del proyecto en km²
Vida útil: 50 años.

Aplicando esta expresión se obtiene que para el proyecto el volumen muerto sería de 6.97 Hm³.

Se realizó un análisis de sensibilidad con valores del 50% de la tasa de denudación con el fin de evaluar la incertidumbre en los sedimentos afluentes a los sitios de proyecto. Se obtuvo como resultados que la selección de las alternativas a partir de los indicadores de evaluación empleados, no presentan variación en función de la tasa de denudación

Tomando en cuenta que el análisis sedimentológico se realiza utilizando una metodología indirecta debido a se carece del registro de sedimentos, se recomienda la ejecución de un programa permanente de aforos.

8. CRITERIOS Y METODOLOGÍAS

Para el desarrollo del diseño a nivel de diseño conceptual, es necesario el dimensionamiento hidráulico de cada una de las obras que conforman el proyecto seleccionado en la fase anterior. Este dimensionamiento se basará en los siguientes criterios y metodologías.

8.1. NIVELES DE OPERACIÓN

Para efectos del presente diseño a nivel de diseño conceptual, el Nivel Máximo de Operación Normal de los reservorios (NMON) será 5.0 m por debajo del nivel de la cota de coronación de las presas. El Nivel Máximo de Operación Extraordinaria (NMOE) se definió 0.5 m por debajo del nivel de la cota de coronación de las presas, y el Nivel Mínimo de Operación Normal (NmiON) se definió en función del criterio de sumergencia para la conducción de entrega del caudal a pie de presa.

8.2. SISTEMA DE DESVÍO

8.2.1. Creciente de diseño

1 El sistema de desvío está compuesto por un túnel de desviación y un sistema de ataguías. La creciente de diseño para el túnel de desviación se determinó a partir de un periodo de retorno asociado a un riesgo hidrológico no mayor al 10% (De acuerdo con lo estipulado en el Decreto 50 13 de enero de 2015, artículo 33 de la Dirección General de Aguas del Ministerio de Obras Públicas de Chile). El riesgo hidrológico se expresa a partir de la Ecuación 16.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^{n}$$ Ecuación 16.

Donde,

R = Riesgo hidrológico de falla.
Tr = Periodo de retorno de la crecida, (años).
n = Periodo de construcción de las obras, (años).

Para la estimación del periodo de construcción de las obras se asumió un rendimiento en la colocación del concreto de la presa de 1800 m³/día, y en la construcción del túnel de desvío se asumió un rendimiento en función de su diámetro de excavación, previendo dos frentes de construcción. La Tabla 57 presenta los rendimientos establecidos para el túnel.

Tabla 57. Rendimiento de construcción para el túnel de desvío

Rendimiento túnel	
D Excavación	ml/día
13	1.0
11	1.0
9	1.5
8	2.0
6	2.5
4	3.0

8.2.2. Localización de las estructuras

La localización en planta de los portales de los túneles de desvío se fijó con base en la localización prevista para las ataguías y contra ataguías, igualmente el trazado en planta de los túneles de desvío se desarrollarán de manera que cumpla con la cobertura mínima requerida por las condiciones geológicas del macizo rocoso, bajo la premisa de minimizar su longitud.

La cota de implantación de los túneles de desvío se asumió igual a la cota definida para el lecho del río en el proyecto, con una pendiente longitudinal definida a partir de criterios geotécnicos.

8.2.3. Altura de ataguías

La altura de las ataguías se definió teniendo en cuenta la contención del río requerida para transitar sin desbordamiento, la creciente de diseño, considerando un borde libre mínimo de 1.0 m. No obstante, se asumió como altura mínima de ataguía un valor de 16.0 m.

La altura de la contraataguía se asumió igual al diámetro de excavación del túnel de desvío más un borde libre de 1.0 m.

8.2.4. Dimensionamiento del túnel de desvío

Para efecto del presente diseño conceptual, se asumió una sección de excavación de los túneles de desvío en Herradura Pata Recta solera recta, totalmente revestido en concreto convencional. Para los cálculos hidráulicos en condición de flujo a presión, se asumió que el control hidráulico se encuentra al final del túnel de desvío.

Para estimar las pérdidas hidráulicas se tuvieron en cuenta dos tipos, las localizadas y las pérdidas por fricción. Cada una de estas se explica con mayor detalle a continuación.

8.2.4.1. Pérdidas localizadas

Las pérdidas localizadas o pérdidas menores son generadas por los accesorios dentro del sistema de la conducción. Se hizo un cálculo estimado de la totalidad de accesorios en el conducto. Las pérdidas se hallan según la Ecuación 17:

$$h_{localizadas} = K\frac{v^2}{2g}$$ Ecuación 17.

Donde,

$h_{localizadas}$: Pérdidas localizadas por accesorios en la conducción.
K Coeficiente de pérdidas por el accesorio.
v: Velocidad del fluido en el ducto.
g: Gravedad (9.81 m/s²).
Para las pérdidas locales por entrada, cambios de sección, cambios de dirección y salida se utilizarán coeficientes de pérdidas de los manuales y ayudas de diseño del USBR y del U.S. Army Corps of Engineers.

8.2.4.2. Pérdidas por fricción

Para evaluar las pérdidas por fricción se utilizó la ecuación de resistencia fluida de Manning, la cual finalmente se expresa en términos del caudal de la Ecuación 18.

$$h_f = L\left(\frac{n * v}{R^{\frac{2}{3}}}\right)^2$$ Ecuación 18.

Donde:

hf = Pérdida por fricción (m).
v = velocidad del flujo (m/s).
L = Longitud del conducto (m).
n = Coeficiente de rugosidad de Manning.
R = Radio hidráulico (m).

8.3. DESCARGA DE FONDO

La descarga de fondo a se proyectó como un túnel, seguido de una cámara donde se localiza una compuerta radial para el control de los caudales a descargar.

8.3.1. Caudal de diseño

De acuerdo con el Documento de Normas para la Seguridad de Presas (ASEP, 2010), "Se dotará a la presa de la siguiente capacidad para el vaciado del reservorio según su tipología estructural, se realizará en 60 días, pero la primera mitad se preverá poder realizar en los primeros 20 días" (véase Tabla 58).

Tabla 58. Capacidad de descarga para el vaciado de los reservorios

Tipo de Presa	Vaciado del Reservorio
Gravedad	Parcial hasta 50% de la altura
Arco y contrafuertes	Total
Materiales sueltos	Parcial hasta 50% de la altura
Pantalla de hormigón	Total

8.3.2. Localización de las estructuras

La descarga de fondo se proyectó a través de un túnel localizado por la margen derecha de la presa con el objetivo de reducir la longitud del túnel, respetando los criterios de cobertura mínima requeridos de acuerdo con los criterios geotécnicos.

8.3.3. Captación

Las descargas de fondo requieren de una estructura de captación que permita el paso del flujo y la transición hacía la sección circular de los respectivos túneles, minimizando el riesgo de paso de fragmentos que puedan obstruir el flujo.

8.3.3.1. Esquema implementado

Para la descarga de fondo se adoptó una captación sin rejas, con orificios rectangulares dimensionados para evitar el paso de fragmentos que puedan taponar la zona de las compuertas radiales.

La estructura adoptada consiste en una caja de orificios frontales, de geometría semicircular pues dicha forma permite captar de forma radial y simétrica el flujo proveniente del reservorio. Igualmente, el techo semicircular de la caja de orificios

actúa como una estructura antivórtice la cual tiene la función de cortar el desarrollo de cualquier flujo rotacional que pueda formarse y de suministrar una protección adicional contra la vorticidad a la sumergencia mínima del reservorio que debe conservarse durante la operación de la estructura.

Este esquema simplifica la estructura de captación pues permite hacer una transición elíptica abocinada para la transición entre la caja de captación y el túnel de sección interna circular.

De acuerdo con las recomendaciones de USBR, para la transición a una sección circular se debe implementó una curva con geometría dada por la siguiente elipse:

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{\left(\frac{D}{3}\right)^2} = 1 \qquad \text{Ecuación 19.}$$

En donde:

X y Y son las coordenadas de un sistema con origen mostrado en la Figura 36.
D = diámetro interno del túnel.

En la Figura 36 se muestra el perfil típico usado para el abocinamiento entre la caja de captación y el túnel. Con dicha geometría se minimizan las pérdidas hidráulicas.

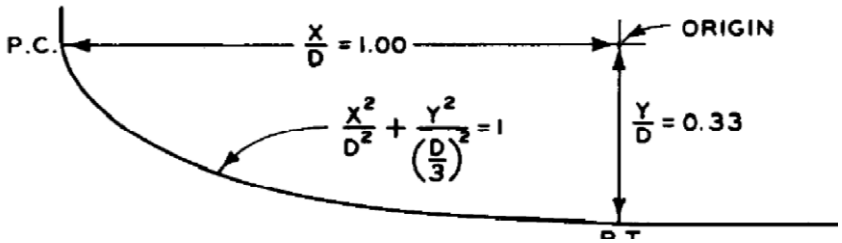


Figura 36. Perfil Abocinamiento Típico

8.3.3.2. Nivel de entrada

Para efectos del presente diseño a nivel de diseño conceptual, se asumió como nivel de entrada de las descargas de fondo el nivel del reservorio asociado al volumen muerto. Lo anterior con el fin de asegurar la disponibilidad de la totalidad del volumen útil del reservorio, previendo derivar de la descarga de fondo el conducto de la entrega del caudal a pie de presa.

8.3.3.3. Velocidad de diseño captación descarga de fondo

Las dimensiones de la captación se determinaron de tal manera que la velocidad neta a través de los orificios, para el caudal máximo (dado por nivel de aguas máximas ordinarias del embalse (NAMO)), no sea superior a 4.5 m/s.

8.3.3.4. Sumergencia crítica

La sumergencia crítica, es aquella profundidad mínima que debe tener la captación para impedir que para un caudal determinado que ingrese por la captación, se forme una vorticidad perjudicial que puede llevar al fenómeno de admisión de aire hacia los niveles inferiores del fluido por efecto del arrastre que ejerce el flujo rotacional del vórtice sobre las capas de aire. Este aire puede penetrar a la aducción y disminuir su capacidad, además que el vórtice produce vibraciones que pueden ser perjudiciales para la estructura.

Para determinar la sumergencia crítica de la captación se han utilizaron dos expresiones válidas para una captación del tipo de captación horizontal, que es el caso de la actual captación del proyecto.

8.3.3.4.1. Sumergencia crítica por la fórmula de Gordon

Gordon desarrolló para captaciones horizontales la siguiente expresión original para calcular la sumergencia crítica en el caso de condiciones de aproximación asimétricas del flujo.

$$\frac{Hc}{D} = 2.3Fr$$ Ecuación 20.

En donde:

Hc = sumergencia crítica medida desde la clave del túnel en metros
D = diámetro del túnel (metros)
Fr = Número de Froude

8.3.3.4.2. Sumergencia crítica por la fórmula de Knauss

J. Knauss presenta la siguiente expresión para el cálculo de la sumergencia crítica:

$$\frac{Hc}{D} = 2Fr + 0.5$$ Ecuación 21.

En donde

Hc = sumergencia crítica medida desde el eje del túnel en metros.
D = diámetro del túnel en metros
Fr = Número de Froude

En el caso de contar con números de Froude menores de 0,50 la expresión se reduce a:

$$\frac{Hc}{D} = 1.5$$ Ecuación 22.

8.3.3.5. Dimensión mínima orificios

Los orificios de la captación en la descarga de fondo se dimensionaron de acuerdo con la siguiente metodología:

- Conocer la dimensión mínima entre base y altura de la compuerta radial que controla la salida del flujo (aguas abajo de la captación).
- El lado o base máxima del orificio en la captación será igual a 2/3 de la menor dimensión de la compuerta radial obtenida en el paso anterior. Esto para evitar el paso de fragmentos que puedan obstruir la compuerta radial.
- Predefinir base y altura de los orificios que compondrán la captación.
- De acuerdo con las dimensiones predefinidas en el paso anterior, calcular la longitud diagonal del orificio.
- Verificar que la longitud diagonal sea menor o igual que la dimensión de la base seleccionada para el orificio.
- Si lo anterior se cumple, las dimensiones predefinidas para el orificio cumplirán los requerimientos, de lo contrario se debe volver a dimensionar el orificio.

8.3.4. Conductos a presión

Tomando en cuenta que la descarga de fondo debe diseñarse para el requerimiento de (ASEP, 2010) y considerando que dicho escenario tiene una muy baja probabilidad de ocurrir ya que se proyecta para condiciones de emergencia y por tanto la descarga de fondo operaría muy pocas veces o ninguna vez durante la vida útil del proyecto, se decidió adoptar una velocidad de 9.0 m/s en el conducto, la cual es superior a la adoptada para conductos a presión que operan de manera permanente (5.0 m/s).

Para el cálculo de las pérdidas hidráulicas en la descarga de caudales a usuarios aplican los criterios y metodologías expuestas en el numeral 8.2.4.

8.3.5. Cámara de compuertas

La cámara de compuertas está compuesta por una compuerta plana deslizante (compuerta de guarda) y una compuerta radial (compuerta de servicio). Para el dimensionamiento de las compuertas se determinó la capacidad hidráulica de las descargas de fondo considerando una apertura total, a partir de la Ecuación 23.

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_n}$$ Ecuación 23.

Donde,

C_d = Coeficiente de descarga dado por la curva del HDC 320-3 (U.S. Army Corps of Engineers). Para una compuerta totalmente abierta C_d= 0.85.

A = Área del orificio, igual a $G_O \cdot B$, (m²).

G_O = Apertura de la compuerta; es decir, distancia vertical entre el labio inferior de la compuerta y la solera del conducto blindado, (m).

B = Ancho de la compuerta, (m).

H_n = Altura neta de carga, igual a $H_o - \Delta H$, (m).

H_o = Altura bruta de carga, (m). Se determinada a partir de la Ecuación 24.

ΔH = Pérdidas hidráulicas, (m).

$$Ho = Nivel\ del\ embalse - cota\ radier\ compuerta - G_0\, C_d$$ Ecuación 24.

8.4. DESCARGA DE CAUDALES DE USOS A PIE DE PRESA

Como criterio general se consideró que la descarga de caudales se realizará al pie de la presa sobre el cauce en el que se localiza la presa, con el objetivo que el propio cauce sirva para llevar los caudales regulados hasta zonas cercanas a las áreas de consumo y de este modo reducir la longitud de conducciones.

La entrega del caudal a pie de presa se proyectó como un túnel a presión, seguido de un distribuidor de caudales conformado por tres ramales, uno para cada usuario controlados por válvulas, seguidos por una cámara para la disipación de energía y posteriormente un canal que unifique el flujo y posteriormente lo conduzca hasta una rápida de la descarga.

8.4.1. Caudal de diseño

Para el dimensionamiento hidráulico de la descarga de caudales se consideraron los siguientes caudales, los cuales son producto de los análisis de demanda de agua en el área de estudio (Ver informe *ESTUDIO DE DEMANDA DE AGUA AZU-ING-INF-009*):

- Para el dimensionamiento de la válvula que descargará los caudales para abastecimiento se consideró el máximo caudal medio diario estimado a partir de la simulación del sistema 0.73 m³/s, más el caudal ambiental del río Santa María estimado en 3.35 m³/s.
- Para el dimensionamiento de la válvula que descargará los caudales para riego se consideró el máximo caudal medio diario estimado a partir de la simulación del sistema 29.3 m³/s, más el caudal ambiental estimado en 3.35 m³/s.
- Para un futuro usuario no determinado a la fecha, se consideró un caudal de diseño de 0.4 m³/s.

Para el dimensionamiento del túnel se consideró la suma de los caudales a descargar para todos los usuarios mencionados anteriormente más el caudal ambiental.

8.4.2. Localización de las estructuras

La descarga de usos se proyectó paralela a la descarga de fondo por la margen derecha con el objetivo de minimizar su longitud, respetando los criterios de cobertura mínima requeridos de acuerdo con los criterios geotécnicos.

8.4.3. Captación

La toma de caudales para usos requiere de una estructura de captación que permita el paso del flujo y la transición hacía la sección circular de los respectivos túneles, minimizando el riesgo de paso de fragmentos que puedan obstruir el libre flujo.

8.4.3.1. Esquema implementado

La estructura adoptada consiste en una caja de orificios frontales con rejas, de geometría semicircular pues dicha forma permite captar de forma radial y simétrica el flujo proveniente del reservorio. Igualmente, el techo semicircular de la caja de orificios actúa como una estructura antivórtice la cual tiene la función de cortar el desarrollo de cualquier flujo rotacional que pueda formarse y de suministrar una protección adicional contra la vorticidad a la sumergencia mínima del reservorio que debe conservarse durante la operación de la estructura.

Este esquema simplifica la estructura de captación pues permite hacer una transición elíptica abocinada para la transición entre la caja de captación y el túnel de sección interna circular.

De acuerdo con las recomendaciones de USBR, para la transición a una sección circular se debe utilizar una curva con geometría dada por la Ecuación 19. En la Figura 36 se muestra el perfil típico usado para el abocinamiento entre la caja de captación y el túnel. Con dicha geometría se minimizan las pérdidas hidráulicas.

8.4.3.2. Velocidad de diseño captación caudales de usos

Las dimensiones de la captación se determinaron de tal manera que la velocidad neta a través de los orificios para el caudal de diseño no sea superior a 0,60 m/s, velocidad adoptada de acuerdo con las sugerencias del USBR con el objeto de impedir que materiales tales como palos, u otros desechos se adhieran a las rejas y produzcan un taponamiento de las mismas.

La velocidad baja a través de las rejas permite que cualquier cuerpo flotante que llegue a ellas en vez de adherirse por efecto de la velocidad, caiga a la base de estas, en donde se ha previsto un umbral, por debajo de la base de la caja de rejas, que permite almacenar el material de desecho sin obstruir la reja.

8.4.3.3. Sumergencia crítica

La sumergencia crítica se determinó de acuerdo con las metodologías expuestas en el presente documento.

8.4.4. Conducto a presión

Para el dimensionamiento se empleó una velocidad de flujo de 5.0 m/s considerando que la descarga estará en funcionamiento constante evitando así un deterioro prematuro del acero. Dicha velocidad es apropiada para tuberías de acero con flujo a presión de acuerdo con las recomendaciones de (Mosonyi, Water Power Development, Volume Two/a, 1991).
El conducto a presión se proyectó como un único ducto, seguido un distribuidor con tres salidas (una para cada usuario) controlados por válvulas para la regulación de los caudales a entregar a los usuarios.

Para el cálculo de las pérdidas hidráulicas en la descarga de caudales a usuarios aplican los criterios y metodologías expuestas en el presente documento.

8.4.5. Cámara de válvulas

La cámara de válvulas estará provista de una válvula mariposa (válvula de guarda) y una válvula Howell Bunger (válvula de servicio). Para el dimensionamiento de las válvulas se obtuvo la capacidad hidráulica de las descargas de fondo considerando que debe entregar el caudal máximo diario para atender las demandas de los usuarios para cualquier nivel de la lámina de agua en el reservorio, a partir de la Ecuación 25.

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_n}$$ Ecuación 25.

Donde,
C_d = Coeficiente de descarga dado por la curva del HDC 323 (U.S. Army Corps of Engineers).
A = Área de la válvula, igual a $G_O \cdot A'$, (m²).
G_O = Porcentaje de apertura de la válvula, (%).
H_n = Altura neta de carga, igual a $H_o - \Delta H$, (m).
H_o = Altura bruta de carga, (m).
ΔH = Pérdidas hidráulicas, (m).

8.4.6. Válvulas Howell Bunger

Para la descarga controlada de los caudales correspondientes a los usos (riego y abastecimiento) aguas abajo de la presa se consideraron los siguientes criterios:

Se dispuso una válvula válvula Howell-Bunger que permite regular los caudales a entregar y llevar a cabo una apropiada disipación de energía para cada uno de los usos considerando los caudales diseños expuestos en el numeral 8.4.1.

- A la salida de cada válvula se requiere una caseta para la disipación de energía y posteriormente un canal que unifique el flujo y posteriormente lo conduzca hasta la rápida de la descarga de fondo.
- Los canales que conducen el agua hasta la rápida de entrega se diseñaron de acuerdo a las condiciones de flujo resultantes del desagüe de las válvulas Howell-Bunger, de forma tal que se pudiera recoger adecuadamente el caudal regulado por cada una de ellas. Para ello se definieron dos canales paralelos que reciben los caudales correspondientes a los usos de riego y abastecimiento, seguidos por un canal rectangular que finalmente descarga los caudales a la rápida lisa.

8.4.7. Rápida de descarga

Tomando en cuenta que las descargas de fondo y de caudales a usuarios se ubican aguas abajo de la presa, en la margen derecha y una cota superior que la del cauce, se proyectó una rápida de descarga compuesta por una gola, la rápida y un deflector radial o salto de esquí con capacidad suficiente para recoger y entregar al cauce los caudales provenientes de estas dos estructuras disipando la energía en el proceso.

Para el dimensionamiento a nivel de diseño conceptual de la rápida de descarga se consideraron los siguientes criterios:

- La rápida permitirá recoger los caudales de la descarga de usuarios y la descarga de fondo, por lo que el caudal de diseño corresponde a la suma de los máximos caudales descargados por dichas estructuras.
- La rápida garantizará un correcto funcionamiento hidráulico y la entrega de caudales aguas abajo de la presa, al cauce en el que se localiza la misma.
- La estructura debe garantizar la disipación de energía con el objetivo de evitar socavación en la ladera y que pueda afectar las obras del proyecto u otras aledañas, por lo que se dispuso un deflector radial al final de la rápida.
- El radio del deflector será por lo menos igual a cuatro veces la máxima profundidad de flujo a su entrada (U.S. Army Corps of Engineers, 1990). La altura mínima del labio de disparo debe ser suficiente para que el agua pueda ser evacuada con la dirección marcada por el deflector y para esto, su posición debe ser tal que se presente intersección entre la curva del deflector y la proyección de la superficie del agua en el punto de inicio del deflector.
- El ángulo de disparo se fijó de manera que el chorro impacte el lecho del río en un punto que no produzca desestabilización de la presa, las estructuras adyacentes ni las laderas del cauce para todo el rango de descargas por el vertedero.
- El deflector se proyectó a una altura suficiente para que la creciente de 1000 años de periodo de retorno aguas abajo de la presa no afecte la operación del mismo.

Para determinar el eje hidráulico en la rápida de descarga se consideró una condición crítica al inicio de esta, teniendo en cuenta que existe una grada de control lo que inducirá este tipo de flujo. Para calcular esta condición de borde se utilizó la Ecuación 26.

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g\ b^2}} \qquad \text{Ecuación 26.}$$

Dónde,
d_c = Profundidad crítica, en m.
Q = Caudal de diseño, en m³/s
g = Aceleración de la gravedad, en m/s²
b = Ancho de la rápida, en m.

El cálculo de la condiciones de flujo críticas, en el canal de descarga, se presentan en la Tabla 59.

Tabla 59. Cálculo de la condiciones críticas al inicio de la rápida

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Altura de escurrimiento	dc	m	
Cota radier	Zf	msnm	
Nivel del agua	Zw	msnm	
Ancho Basal	b	m	
Talud (ZH : 1V)	Z	-	
Velocidad	V	m/s	
Energía específica	E	m	
Nivel de Energía	B	msnm	

Empleando el método del paso directo para flujo gradualmente variado, se determinó el eje hidráulico en la rápida. Éste procedimiento divide el canal en tramos, para determinar la altura de escurrimiento del agua, utilizando la Ecuación 27.

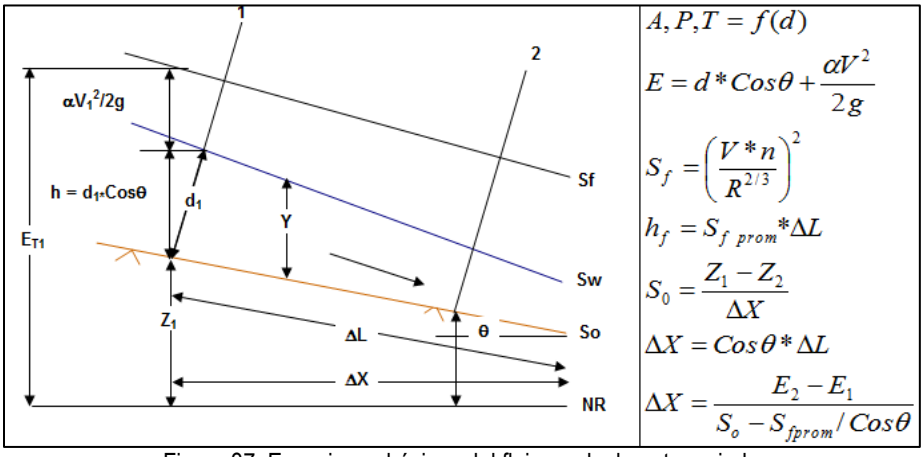


Figura 37. Ecuaciones básicas del flujo gradualmente variado

$$\Delta x = \frac{E_1 - E_2}{S_0 - S_f} = \frac{\Delta E}{S_0 - S_{f_{prom}}}$$ Ecuación 27.

Donde,

Δx = Longitud del tramo en la cual se analiza el perfil, en m.
E_2 = Energía específica en la sección aguas abajo, en m.
E_1 = Energía específica en la sección aguas arriba, en m.
S_0 = Pendiente del fondo del canal, en m/m.
S_f = Pendiente de Manning, en m/m.
θ = Ángulo que forma el canal con la horizontal.

8.5. VERTEDERO

Para el proyecto de la cuenca del Río Santa María, se plantea una presa de concreto compactada con rodillo; por lo anterior el vertedero se plantea incorporado en el cuerpo de la presa. Los criterios que se utilizaron como base para conocer el ancho mínimo de vertedero fueron:

- El vertedero se adoptó sin compuertas de control, con caída libre que impacta aguas abajo de la presa, con el objetivo de minimizar los requerimientos de personal y equipos durante la operación del proyecto.
- Se debe tener un borde libre de 0.5 m entre la corona de la presa y la máxima cota de la lámina de agua que pase por el vertedero.
- El Nivel de Aguas Máximo de Operación Normal del reservorio (NMON) será el nivel de la gola del vertedero.
- Para el tránsito de la creciente de diseño, se consideró como escenario extremo, que el reservorio se encuentre en su máxima capacidad, es decir en el NMON y la ocurrencia de la CMP en ese momento.
- El vertedero tendrá capacidad para el paso de la CMP transitada en el reservorio.
- En caso que el ancho del cauce sea menor al ancho mínimo del vertedero, se planteará una rápida con una transición de máximo 12.5 grados, que permita contar con un vertedero más ancho.

La metodología para el dimensionamiento del vertedero consistió en definir, de manera iterativa la longitud del vertedero y la carga sobre el mismo, necesarios para evacuar el caudal de diseño de la CMP transitada en el reservorio. Para ello se utilizó el método de la piscina nivelada, que usa el hidrograma de entrada de la CMP, la curva área capacidad del reservorio, y la curva de descarga del vertedero, para obtener el hidrograma de salida por el vertedero. A continuación, se describen los pasos de la metodología.

- Se determinó el ancho del cauce en el sitio donde se localiza la presa.
- Se determinó el ancho máximo del vertedero con base en el ancho del cauce.
- Se obtuvo la curva de descarga para ese ancho de vertedero.
- Se realizó el tránsito de la CMP en el reservorio siguiendo la metodología de la piscina nivelada.
- Se verificó el ancho del vertedero, de tal forma que la altura máxima de agua sobre el vertedero fuese de 4.5 m. Si la altura de la lámina de agua es mayor, se incrementa el ancho del vertedero y si es menor, se reduce el ancho del vertedero.

8.5.1. Capacidad Hidráulica

Para el dimensionamiento del vertedero de la presa se utilizó la siguiente expresión:

$$Q = C\ Le\ He^{1.5} Q = CLeHe^{1.5}$$ Ecuación 28.

Donde:

Q: Caudal de diseño (m^3/s).
C: Coeficiente de descarga para pared delgada, (adimensional).
C = (3.27+0.40 (H/P)) (V. T. Chow Ecuación 14-11).
P: Altura de la cresta del vertedero con respecto al lecho (m) = 85.
Le: Ancho efectivo de vertimiento = L – n Ka H.
L: Ancho total del vertedero (m) = 76.
H: Altura de carga total sobre el vertedero (m).
Ka = coeficiente de contracción por estribos para un flujo de aproximación confinado = 0.1.
n: Número de contracciones.

De acuerdo con el criterio adoptado, el vertedero se dimensionó para la CMP transitada en el reservorio obteniendo que el nivel del agua en el reservorio alcanza la cota 269.75 msnm (cota de cresta 270.50 msnm). En la Tabla 60 y en la Figura 38 se presentan la curva de descarga del vertedero para el proyecto de la cuenca del Río Santa María.

Tabla 60. Curva de descarga vertedero - Gatú

Nivel (msnm)	Caudal (m^3/s)
265.00	0.00
265.25	16.50
265.50	47.60
265.75	88.90
266.00	139.00
266.25	197.20
266.50	263.00
266.75	335.90
267.00	415.70
267.25	502.10
267.50	595.00
267.75	694.00
268.00	799.00
268.25	909.80
268.50	1,026.30
268.75	1,148.20
269.00	1,275.30

269.25	1,407.60
269.50	1,544.60
269.75	1,686.40
270.00	1,832.70
270.25	1,983.30
270.50	2,138.00
270.75	2,296.50
271.00	2,458.80
271.25	2,624.50
271.50	2,793.40
271.75	2,965.40
272.00	3,140.10
272.25	3,317.40

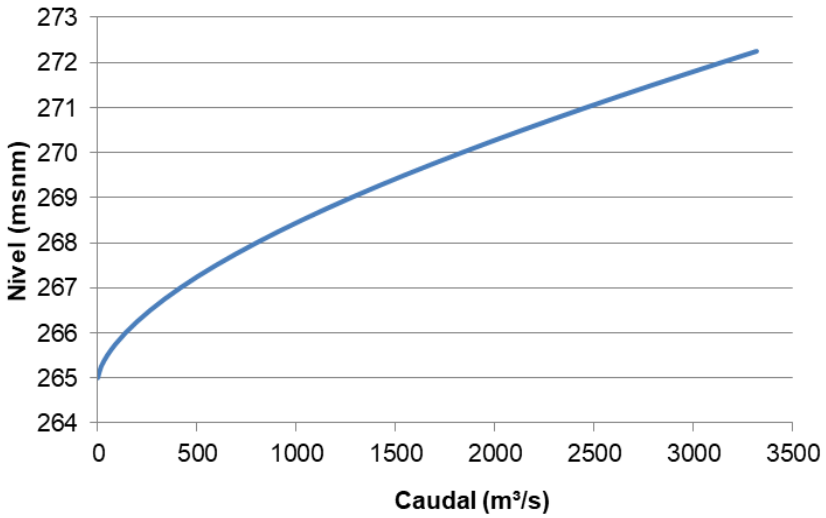


Figura 38. Curva de descarga vertedero - Gatú

8.5.2. Gola

La gola se diseñó de acuerdo a la metodología presentada en la gráfica HDC 111-20 (Hydraulic Design Criteria (U.S. Army Corps of Engineers)). La ecuación de la gola es del tipo:

$$X^{1.85} = KHd^{0.85}Y$$ Ecuación 29.

Con eje de coordenadas en la cresta de la gola eje “X” hacia la derecha y eje "Y" hacia abajo.

Donde:

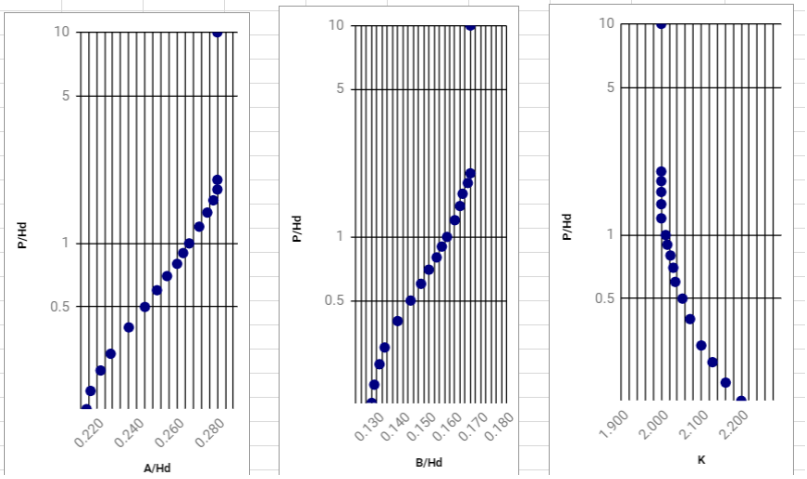
X: Distancia Horizontal (m).
K: Coeficiente de descarga para calcular la ecuación de la gola, a partir de la relación P/Ho "Ver tabla de datos, Coeficientes USBR".
Hd: Altura de diseño (m).
Y: Distancia vertical (m).
Para despejar el coeficiente de descarga (K) es necesario conocer la altura del paramento (P (m)), altura de diseño (Hd o Ho (m)).
P = Cota cresta Gola (Nivel máximo operación embalse) - Cota de fondo del canal de aproximación (ver memorias anexas).

Ho = He/ (He/Ho) (He: Altura de agua máxima sobre la cresta (m)).
He/Ho: Se escoge de forma que la altura de diseño obtenida sea menor que la altura de diseño para el nivel de subpresión deseado (HDC 111-25/1 recomendado = -20 pies "valor intermedio"), mayor a 1, máximo 1.33 y alrededor de 1.25. Para el presente proyecto se escoge 1.22.

Con la relación P/Ho despejada, se obtiene el coeficiente de descarga K, usando los coeficientes USBR mostrados a continuación:

Tabla 61. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)

	Eje mayor	Eje menor	
P/Hd	**A/Hd**	**B/Hd**	**K**
0.164	0.215	0.128	2.200
0.200	0.217	0.129	2.161
0.250	0.222	0.131	2.128
0.300	0.227	0.133	2.100
0.400	0.236	0.138	2.072
0.500	0.244	0.143	2.053
0.600	0.250	0.147	2.035
0.700	0.255	0.150	2.030
0.800	0.260	0.153	2.023
0.900	0.263	0.155	2.015
1.000	0.266	0.157	2.011
1.200	0.271	0.160	2.000
1.400	0.275	0.162	2.000
1.600	0.278	0.163	2.000
1.800	0.280	0.165	2.000
2.000	0.280	0.166	2.000
10.000	0.280	0.166	2.000
30.000	0.280	0.166	2.000



De acuerdo con la Tabla 61, se tiene un K de 2.0 para el presente proyecto. Despejando Y se tiene:

$$Y = \frac{X^{1.85}}{KHd^{0.85}}$$ Ecuación 30.

La parte de la ecuación (1/(K*Hd^0.85)) se puede despejar obteniendo una constante. Aguas arriba de la gola se desarrolla un perfil elíptico; la figura HDC 111-20 permite obtener los semiejes mayor (A) y menor (B) en función de la relación P/Ho y multiplicando el resultado por Hd; se obtienen A y B.

Con los variables descritas y determinadas anteriormente se calculó el perfil de la gola de la presa vertedora, como se presenta en la Figura 39.

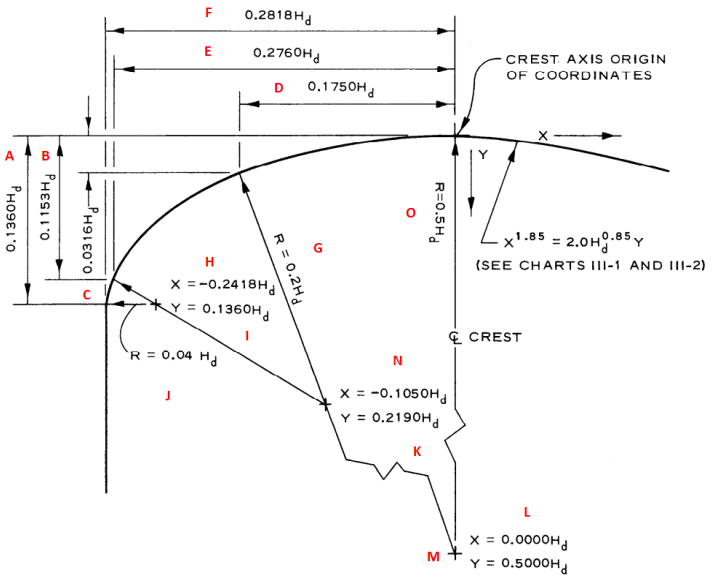


Figura 39. Parámetros Perfil Gola

En la Figura 40 se presentan los parámetros de cálculo para el proyecto.

GEOMETRÍA DE LA GOLA (HDC 111-20)

Variable	Símbolo	Unidad	Valor	Comentarios / Verificación
Altura paramento	P	m	85.00	
Relación P/Ho	P/Ho		22.74	
Coeficiente de descarga	K		2.00	Coeficiente K para calcular la ecuación de la gola, a partir de la relación P/Ho "Ver tabla de datos, Coeficientes USBR".
Constante de cálculo	1/(K*Hd^0.85)		0.16	Ecuación de la gola Y = 0.1630*X^1.85

ELIPSE AGUAS ARRIBA DE LA GOLA

Variable	Símbolo	Unidad	Valor	Comentarios / Verificación
Semieje mayor (A) (-X)		m	1.05	Horizontal
Semieje menor (B) (Y)		m	0.62	Vertical

Figura 40. Parámetros Gola - Gatú

Aplicando la metodología se obtiene la forma de la gola desde la parte trasera, hasta la cresta de la misma (Ver Figura 41) y el perfil de la gola desde la cresta (Ver Figura 42).

Perfil de la Gola

Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia
Cota de la cresta de la Gola		msnm	265.00	
Elementos geométricos del cuadrante aguas arriba (HDC 111-2/1)				
	A	m	0.51	
	B	m	0.43	
	C	m	0.12	
	D	m	0.65	
	E	m	1.03	
	F	m	1.05	
Radio 1	J	m	0.1495	
X (Radio 1)	H	m	-0.90	
Y (Radio 1)	I	m	0.51	
Radio 2	G	m	0.74747	
X (Radio 2)	N	m	-0.39	
Y (Radio 2)	K	m	0.82	
Radio 3	O	m	1.8687	
X (Radio 3)	L	m	0.00	
Y (Radio 3)	M	m	1.87	

Centros de radios

X	Y	Autocad
-0.90	0.51	-0.9037,-0.5083
-0.39	0.82	-0.3924,-0.8185
0.00	1.87	0,-1.8687

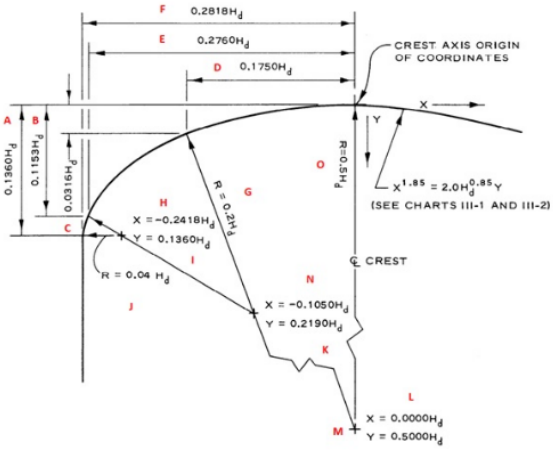


Figura 41. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera - Gatú

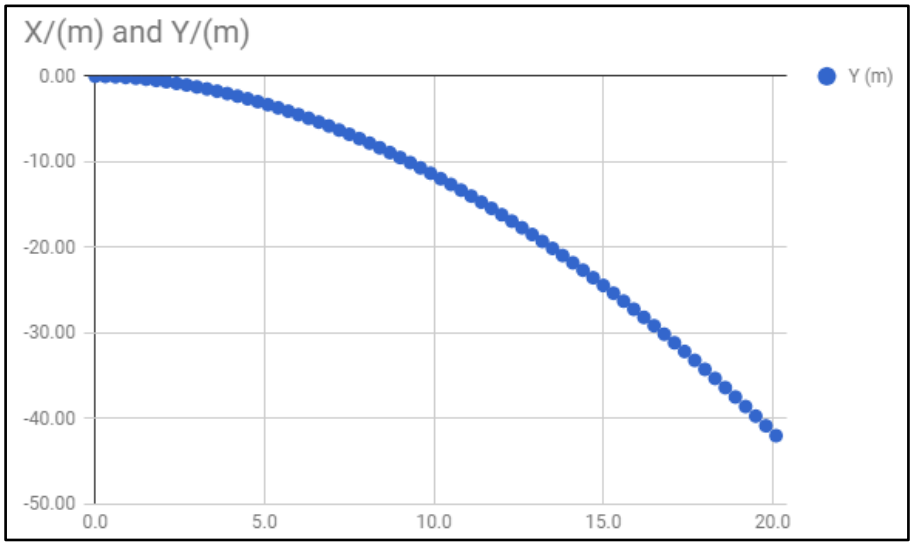


Figura 42. Perfil Gola - Gatú

8.6. SISTEMAS DE BOMBEO

Con base en los análisis comparativos de las alternativas de suministro a las demandas de agua, se proyectó descargar los caudales correspondientes desde el reservorio, los caudales demandados al cauce y se proyectaron cinco (5) sitios aguas abajo del reservorio donde se localizarían obras compuestas por presa de derivación, captación, desarenador y bombeo para el suministro a las demandas.

Para el desarrollo del diseño a nivel de diseño conceptual de las obras de toma y bombeo, es necesario el dimensionamiento hidráulico de cada uno de los elementos que conforman las obras de bombeo, el cual se basó en los siguientes criterios y metodologías.

8.6.1. Criterios generales de planteamiento de los sistemas de bombeo

La descarga de caudales para atender las demandas desde el reservorio de regulación se proyectó al pie de la presa con el objetivo de que el propio cauce pueda llevar los caudales a zonas cercanas de las áreas de consumos, motivo por el cual se requieren sistemas de bombeo que permitan elevar los caudales desde el cauce hasta las zonas de demanda.
Para la definición de los sitios de bombeo para la cuenca del río Santa María se siguieron los criterios que se presentan a continuación:

- Se proyectó un número reducido de bombeos con el objetivo de reducir las intervenciones en el cauce y así reducir los impactos ambientales por el desarrollo de las obras.
- La distribución de los bombeos debe permitir cubrir el área total proyectada como área regable y los sitios de demanda de abastecimiento. Por lo que se proyectaron con capacidad para elevar los caudales a puntos topográficamente altos y aledaños o dentro de las áreas donde deben atenderse las demandas.
- Los sistemas de bombeo propuestos deben tener la capacidad suficiente para atender las demandas proyectadas en el área de estudio tanto para abastecimiento, uso industrial, comercial, riego y otros (en algunas zonas no se tendrá demanda de abastecimiento).
- De acuerdo con las indicaciones del Cliente, los sistemas de bombeo deben proyectarse independientes para riego y para abastecimiento.
- Con base en el criterio anterior las obras de captación, desarenación y tanque de carga se proyectarán comunes, mientras que los sistemas de bombeo, impulsiones y tanques a donde entregarán dichos bombeos, se proyectaron independientes para abastecimiento y riego.
- El caudal de diseño de los sistemas de bombeo para riego se proyectó proporcional al área que puede abarcarse desde cada bombeo e igual al caudal del día de máxima demanda de agua de acuerdo con la proyección de demanda.
- El caudal de diseño del bombeo para abastecimiento se obtuvo del estudio de demanda, donde se determinaron los sistemas a los cuales es posible entregarles caudales desde los proyectos planteados y los caudales requeridos por los mismos.
- Tomando en cuenta que el almacenamiento y regulación de caudales se realizará en el reservorio, no se proyectan sistemas de almacenamiento o regulación adicionales en las obras de bombeo.

8.6.2. Creciente de diseño

A partir de los análisis hidrológicos fueron estimados los caudales medios y caudales máximos en cada uno de los sitios de bombeo que fueron utilizados para el dimensionamiento de las obras de captación, desarenación, bombeo y tanque de carga.

En la Tabla 62 se presentan los caudales medios para cada uno de los sitios de bombeo proyectados, mientras que en la Tabla 63 se presentan los caudales máximos obtenidos para diferentes periodos de retorno.

Tabla 62. Caudales medios en sitios (Santa María)

Ítem	SM 1	SM 2	SM 3	SM 4	SM 5 Aguadulce

Caudal medio (m³/s)	46.55	47.78	85.88	86.03	135.44

Tabla 63. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno en sitios (Santa María)

Tr (años)	SM1 (m³/s)	SM 2 (m³/s)	SM 3 (m³/s)	SM 4 (m³/s)
2	999.3	1015.2	1461.1	1464.8
5	1431.0	1453.8	2092.5	2097.8
10	1693.9	1720.9	2476.9	2483.2
20	1927.4	1958.2	2818.3	2825.5
25	1998.0	2029.9	2921.5	2928.9
50	2206.0	2241.2	3225.7	3233.9
100	2400.2	2438.5	3509.6	3518.5
200	2583.4	2624.6	3777.5	3787.0
500	2811.8	2856.7	4111.5	4122.0
1000	2976.1	3023.5	4351.7	4362.7
10000	3480.8	3536.3	5089.8	5102.6

8.6.3. Presa de derivación

Para la derivación de caudales regulados en el reservorio, descargados al cauce y que serán utilizados para atender las demandas de agua en el área de estudio, se proyectó una presa de derivación en concreto, siguiendo los criterios que se exponen a continuación:

- La presa de captación tiene la función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales para el posterior bombeo hacía tanques de distribución y no tendrá el objetivo de regular caudales.
- Se proyectó una presa de derivación acompañada de unos muros de protección de los taludes aledaños a la ubicación de la presa con el fin de reducir el riesgo de afectación para crecientes con altos periodos de retorno.
- Para definir la forma de la gola se adoptó como altura de carga de diseño la correspondiente a la creciente de 100 años y una relación He/Ho=1,2 (He es la carga efectiva sobre la gola para la creciente de diseño y Ho es la altura de diseño, con lo cual se obtiene una óptima eficiencia en la descarga para los caudales equivalente a la carga de diseño Ho.
- Para la protección de los taludes se adoptó la creciente de 1000 años de periodo de retorno
- La altura de diseño de la presa vertedero (paramento) se obtuvieron al sumar la altura para para evitar captación del transporte de fondo más la altura de la rejilla de toma, medida desde el fondo del lecho hasta la cota de la cresta de la gola.
- Para obtener la altura máxima de la lámina de agua sobre la gola, se calcularon, en primer lugar, la cabeza de energía para la creciente de 100 años mediante la expresión de descarga de un vertedero.

$$Q = CLeHe^{1.5}$$ Ecuación 31.

Donde:

Q = Caudal de diseño (m³/s)
C = Coeficiente de descarga que depende de la relación P/H (adimensional). Figura 111 – 21 del HDC.
P = altura de la cresta del vertedero con respecto al lecho (m).
Le = Ancho efectivo de vertimiento (m) = L – n Ka H.
L = Ancho total del vertedero (m).
n = número de contracciones = 1.
Ka = coeficiente de contracción por estribos para un flujo de aproximación confinado = 0,1.
H = Altura de carga total sobre el vertedero (m).

Como el valor del coeficiente de descarga C varía para cada valor de H, el valor de C se estimó utilizando la Figura 111-21 del HDC, en función de la relación P/Ho y He/Ho y teniendo en cuenta el talud del paramento (se seleccionó vertical). De la figura se obtuvo un valor de C_o = 2.145. Al reemplazar los valores conocidos en la ecuación de descarga del vertedero, se obtuvieron los valores de lámina de agua máxima sobre la cresta del vertedero (H).

La gola se diseñó de acuerdo a la metodología presentada en la gráfica HDC 111-20 (Hydraulic Design Criteria (U.S. Army Corps of Engineers)). La ecuación de la gola es del tipo:

$$X^{1.85} = KHd^{0.85}Y \qquad \text{Ecuación 32.}$$

Con eje de coordenadas en la cresta de la gola eje “X” hacia la derecha y eje "Y" hacia abajo.

Donde:

X = Distancia Horizontal (m).
K = Coeficiente de descarga para calcular la ecuación de la gola, a partir de la relación P/Ho "Ver tabla de datos, Coeficientes USBR".
Hd = Altura de diseño (m).
Y = Distancia vertical (m).

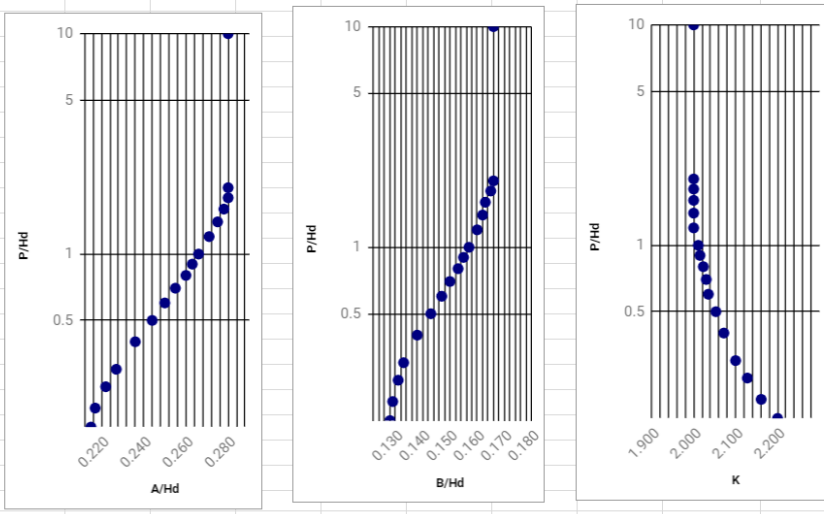
Para despejar el coeficiente de descarga (K) fue necesario conocer la altura del paramento (P (m)), altura de diseño (Hd ó Ho (m)).

P = Cota cresta Gola (Nivel máximo operación embalse) - Cota de fondo del canal de aproximación.
Ho = He/(He/Ho) (He: Altura de agua máxima sobre la cresta (m)).
He/Ho: Se escoge de forma que la altura de diseño obtenida sea menor que la altura de diseño para el nivel de subpresión deseado (HDC 111-25/1 recomendado = -20 pies "valor intermedio"), mayor a 1, máximo 1.33 y alrededor de 1.25. Para el presente proyecto se escoge 1.2.

Con la relación P/Ho despejada, se obtiene el coeficiente de descarga K, usando los coeficientes USBR mostrados a continuación:

Tabla 64. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)

	Eje mayor	Eje menor	
P/Hd	**A/Hd**	**B/Hd**	**K**
0.164	0.215	0.128	2.200
0.200	0.217	0.129	2.161
0.250	0.222	0.131	2.128
0.300	0.227	0.133	2.100
0.400	0.236	0.138	2.072
0.500	0.244	0.143	2.053
0.600	0.250	0.147	2.035
0.700	0.255	0.150	2.030
0.800	0.260	0.153	2.023
0.900	0.263	0.155	2.015
1.000	0.266	0.157	2.011
1.200	0.271	0.160	2.000
1.400	0.275	0.162	2.000
1.600	0.278	0.163	2.000
1.800	0.280	0.165	2.000
2.000	0.280	0.166	2.000
10.000	0.280	0.166	2.000
30.000	0.280	0.166	2.000



De acuerdo con la Tabla 64, se tiene un K para cada proyecto.

Despejando Y se tiene:

$$Y = \frac{X^{1.85}}{KHd^{0.85}} \qquad \text{Ecuación 33.}$$

La parte de la ecuación (1/(K*Hd^0.85)) se puede despejar obteniendo una constante. Aguas arriba de la gola se desarrolla un perfil elíptico; la figura HDC 111-20 permitiendo obtener los semiejes mayor (A) y menor (B) en función de la relación P/Ho y multiplicando el resultado por Hd; se obtienen A y B.

Con las variables descritas y determinadas anteriormente se calcularon el perfil de la gola de la presa vertedora, como se presenta en la Figura 43.

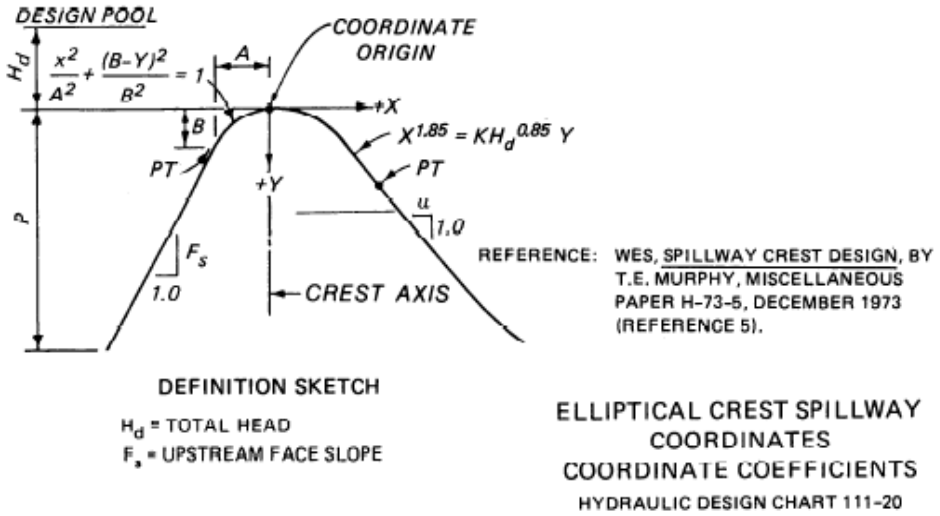


Figura 43. Parámetros Perfil Gola

Aplicando la metodología se obtuvieron la forma de la gola desde la parte trasera, hasta la cresta de la misma y el perfil de la gola desde la cresta (Ver Figura 43).

La altura de los muros de protección se definió para el paso de la creciente de 1,000 años de período de retorno por el vertedero principal, aplicando la expresión de descarga de un vertedero, expuesta anteriormente.

8.6.4. Captación

Para el predimensionamiento de la captación se tuvieron en cuenta los siguientes criterios:

- La captación se proyectó lateral localizada en la margen derecha o izquierda del cauce que consiste en 3 vanos o módulos de rejas.
- Las rejas se proyectaron inclinadas 75° con la horizontal para reducir la posibilidad de taponamiento de la captación.
- La cota inferior de la rejilla de captación se ubicó a una altura de 2.7 m del fondo del lecho, para evitar la captación de sedimentos transportados por el cuerpo de agua.
- Las rejas se predimensionaron para que con el caudal de diseño se produzca una máxima velocidad del flujo de aproximación a la reja (1.0 m/s), la cual no permite la adherencia de materiales a la misma.
- La capacidad de la captación correspondió al caudal de diseño del bombeo más el caudal ambiental (15% del caudal medio afluente), en los análisis se asumió que la captación tiene un 50% de taponamiento, con el fin de mejorar la capacidad de captación.
- El tanque de aquietamiento que recibe las aguas provenientes de la reja se dimensionó de tal manera que satisfaga tres condiciones: 1) que se pueda tener una plataforma para facilitar las labores de instalación y operación de la bocatoma, 2) que permita alojar estructuralmente la reja y facilite la transición del flujo entre las rejas de la bocatoma y el acceso a la compuerta de entrada al canal de aducción, 3) que permita tener un espacio adecuado para la localización de un canal de lavado.
- Al costado izquierdo del tanque antes del canal de aducción se localizó una tubería que permite controlar el caudal ambiental.
- La entrada de flujo al canal de aducción se controló por medio de compuertas en caso de requerirse cierres momentáneos.
- El nivel normal de agua en el tanque de aquietamiento, cuando este opere a capacidad de diseño, fue la cota de cresta en la gola, con la condición de taponamiento del 50% de la reja de entrada.
- Se adoptó un caudal ambiental del 15% del caudal medio del sitio donde se define el caudal ambiental.

8.6.5. Canal de aducción

Luego de cada tanque de aquietamiento se definieron tres canales de aducción, cada uno de ellos diseñado para manejar la mitad del caudal de diseño. Lo anterior considerando que durante la operación normal del sistema operarán dos de ellos, mientras el tercero se encuentre en operaciones de limpieza y mantenimiento.

Inicialmente, se definió una sección típica para el canal, se verificó que la sección propuesta tenga la capacidad para atender el caudal de diseño. El área de la sección se obtuvo mediante la siguiente ecuación:

$$A = (b+my)\ y$$ Ecuación 34.

Donde:

A = Área de la sección.
b = Ancho inferior del canal (m).
m = pendiente del talud.
y = Nivel de agua para la sección revestida (m).

El perímetro mojado se calculó mediante la siguiente ecuación:

$$P = b+2y\sqrt{(1+m^2)}$$ Ecuación 35.

El ancho superior del canal es:

$$B = b+2m\ y$$ Ecuación 36.

1 El canal de aducción se definió en concreto y se adoptó 4.57 m/s como velocidad máxima permisible para evitar problemas de erosión. La capacidad de los canales se determinó mediante la ecuación de Manning:

$$Q = A\frac{R^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}}{n}$$ Ecuación 37.

Donde:

Q = Caudal diseño en canal (m^3/s).
S = pendiente del fondo de canal.
R = Radio Hidráulico (m)
R =A/P
n = Coeficiente de Manning concreto (0.015).

Para minimizar la energía del flujo a la entrada del desarenador se implementó la mínima pendiente que permita al canal tener la capacidad requerida.

8.6.6. Desarenador

Para proteger los equipos de bombeo y la impulsión se proyectó la implantación de un sistema de desarenación que elimine los sedimentos. Para el predimensionamiento de los desarenadores se adoptaron los siguientes criterios:

- Para el desarenador se consideró como principio la reducción de la velocidad de la corriente de agua a una velocidad pequeña y distribuida lo más uniformemente posible a lo largo de la sección de la cámara, de tal forma que el tiempo de paso por el desarenador sea suficiente para que las partículas con un tamaño mayor o igual a la partícula de diseño se decanten al finalizar la cámara de sedimentación sin que éstas tengan posibilidad de resuspenderse.
- El desarenador se proyectó con tres naves, cada una de ellas se diseñó para manejar la mitad del caudal de diseño del bombeo, considerando que durante la operación normal del sistema operarán dos de ellas, mientras la tercera se encuentre en operaciones de limpieza y mantenimiento.
- El tamaño de la partícula de diseño del desarenador se adoptó de 0.2 mm, de acuerdo con lo expuesto en el numeral 4.2 de la Guía para el Diseño de Desarenadores y Sedimentadores (Organización Panamericana de la Salud, 2005).

Para el diseño del desarenador se siguió la metodología que se expone a continuación:

- Se calculó la velocidad de resuspensión de la partícula de acuerdo con la ecuación de Camp:

$$Vr = \frac{a}{100}\sqrt{d}$$ Ecuación 38.

Donde:

V_r: Velocidad de resuspensión (m/s).
a: Factor que depende del tamaño de la partícula, se obtiene de la Tabla 65 en función del diámetro de la partícula.

d : Diámetro de la partícula (mm).

Tabla 65. Valores del Coeficiente a

Coeficiente (a) para hallar la velocidad horizontal con expresión de Camp	
d [mm]	**K**
1.0	36
1.0; 0.2	44
0.1	51

- La velocidad horizontal del flujo en la cámara se estimó como un porcentaje de la velocidad de resuspensión.

$$Vr = \frac{a}{100}\sqrt{d}V_h = 0.9V_r$$ Ecuación 39.

- Partiendo del diámetro mínimo de partículas a remover se determinó la velocidad de sedimentación o de caída de la partícula adoptando los resultados de Sudry (Sons, 2005).

Tabla 66. Velocidad de sedimentación

Velocidades de sedimentación Vs (Sudry)		
d (mm)	**Vs (cm/s)**	**Vs (m/s)**
0.1	1.0	0.01
0.15	1.5	0.015
0.2	2.1	0.021
0.3	3.2	0.032

- La longitud de la cámara de sedimentación se calculó a partir de la expresión:

$$Vr = \frac{a}{100}\sqrt{d}Vr = \frac{a}{100}\sqrt{d}\,L = K \times H \times \frac{V_h}{V_s}$$ Ecuación 40.

Donde:

L : Longitud de la cámara de sedimentación (m).

K : Coeficiente de velocidad (adimensional).

H : Profundidad de la cámara de sedimentación (m).

V_h : Velocidad horizontal en la cámara de sedimentación (m/s).

V_s : Velocidad de sedimentación de la partícula de diseño (m/s).

- La salida del desarenador se proyectó a través de un vertedero de longitud bruta igual al ancho de la cámara. La descarga de los dos módulos, es recolectada por un tanque de carga (dimensionado para una retención de 2 minutos como volumen mínimo), que sirve como tanque de succión para el sistema de bombeo. La altura de la lámina de agua en el vertedero se estimó mediante la ecuación de descarga de vertedero libre de pared gruesa.
- La cota de los muros del desarenador se determinó tomando en cuenta la elevación de la cresta en la gola, la cual da el nivel máximo que pasaría hacia los desarenadores.

8.6.7. Sistemas de bombeo

Para este nivel de diseño, se estimó las potencias de los bombeos, en función de la localización de las obras, la altura requerida para el suministro del caudal, el diseño hidráulico de la conducción; incluyendo pérdidas por fricción y pérdidas menores. La potencia requerida por el sistema de bombeo se estimó mediante la siguiente ecuación:

$$P=(Q*\gamma*H) / n$$ Ecuación 41.

Dónde:

P = Potencia requerida por la Bomba (kW).
Q = Caudal de operación (m^3/s).
H = Altura total bombeo (incluidas pérdidas hidráulicas en la conducción).
n = Eficiencia del bombeo (80%).

8.6.8. Impulsiones

Para el predimensionamiento de la tubería, se buscó el diámetro que produce las menores pérdidas hidráulicas en condiciones óptimas de diseño teniendo cuenta los siguientes criterios:

- Los bombeos fueron distribuidos por zonas de servicio y cada uno de ellos se proyectó para atender las demandas de agua para abastecimiento y riego de la zona definida. En cada uno de los sitios proyectados de captación es posible realizar un bombeo a la cota más alta para el total del caudal que se requiera transportar por la conducción.
- El trazado de las conducciones se realizó buscando maximizar el uso de las servidumbres de vías existentes y límites prediales con el objetivo de reducir afectaciones por estos aspectos. Adicionalmente se buscó minimizar los volúmenes de excavación requeridos para su instalación.
- El trazado se proyectó evitando que la línea piezométrica pasará por debajo de la línea topográfica donde se ubica la tubería con el fin de evitar presiones negativas en la tubería y donde se requirió, se proyectaron elementos hidráulicos para el control de presiones.
- Para las impulsiones se propone como material GRP para los tubos con diámetros mayores a 0.6 m y PEAD para los tubos de 0.6 m de diámetro e inferiores.
- Se consideraron diámetros comerciales compatibles con la presión de trabajo de la tubería en los distintos tramos de las conducciones.
- Las pérdidas localizadas se estimaron como un factor de 0.5 m por cada 1,000 m de conducción, que tiene en cuenta los accesorios.

Para el diseño hidráulico de la impulsión se tuvieron en cuenta las pérdidas por fricción mediante la siguiente ecuación:

$$h_f = f\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g}$$ Ecuación 42.

Donde:

h_f: Energía perdida
f: Factor de fricción de Darcy (función el tipo de flujo)
L: Longitud de la tubería
D: Diámetro de la tubería
V: Velocidad media en la tubería

En este caso la pérdida de energía producida depende únicamente del número de Reynolds.

$$Re = \frac{\rho V D}{\mu}\ ;\ \frac{DV}{\nu}$$ Ecuación 43.

Dónde:

Re: Número de Reynolds
V: Velocidad (m/s)
D: Diámetro de la tubería (m)
μ: Viscosidad dinámica (viscosidad dinámica del agua = 0.001002 Pa·s)
ϑ Viscosidad cinemática del agua (0.000001007 m/s²)

Si el número de Reynolds refleja flujo turbulento (Re > 4000) las pérdidas de fricción están definidas por la siguiente ecuación.

$$f = \frac{64}{Re}$$ Ecuación 44.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2Log\left(\frac{ks}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}}\right)$$ Ecuación 45.

Dónde:

Re: Número de Reynolds
V: Velocidad del fluido (m/s)
D: Diámetro de la tubería (m)
Ks: rugosidad relativa del material, 0.000029 m para GRP y 0.000007 m para PEAD.

8.6.9. Tanques de carga

Cada bombeo planteado se proyectó con un tanque de carga que recibirá el caudal de diseño, desde el cual se distribuirá hacía las respectivas zonas de riego o en el caso de la demanda de abastecimiento, distribuirá hacia los sistemas de acueducto que se encuentren en su área de influencia. Los bombeos que suministran caudal para riego y abastecimiento se proyectaron con tanques de carga independientes, es decir un módulo para las demandas de riego y otro para las demandas de abastecimiento.

Los tanques de carga tienen como objetivo contar con un volumen que compense los cambios entre el caudal de salida de un tramo de conducción y el caudal de entrada al siguiente. Estos se ubican en zonas altas que permitan disponer de la carga hidráulica suficiente para superar las pérdidas hidráulicas en la conducción y llevar los caudales al sitio de destino.

El volumen del tanque se definió para un tiempo de retención de 5 min del caudal de diseño de cada bombeo conducción, con el objetivo de evitar la generación de fenómenos de vacío en la tubería durante las maniobras del sistema, en las cuales se pueden presentar suspensiones del flujo de entrada a los tanques y se requiere un tiempo de maniobra largo en la conducción de aguas abajo para evitar sobrepresiones.

La salida de los tanques se consideró en conducción horizontal, por lo que para estimar la sumergencia crítica se utilizó la ecuación de Gordon desarrollada para este tipo de configuración.

$$S = 2.3*Fr*D$$ Ecuación 46.

Donde:

S = sumergencia crítica medida desde la clave del ducto en m.
D = diámetro del ducto = 3.5 m

Fr = número de froude = V/ (g*D)^0,5
V = velocidad en el ducto, m/s.
g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s².

8.6.9.1. Desagüe de fondo

8.6.9.1.1. Tiempo de vaciado

El sistema de desagüe se dimensionó con capacidad suficiente para el vaciado del tanque en un tiempo de una jornada laboral típica de 8 horas, lo anterior para minimizar un posible impacto a los cuerpos receptores. Lo anterior permite un tiempo apropiado para operaciones de limpieza y mantenimiento.

8.6.9.1.2. Caudal de diseño

El vaciado se realizará en 8 horas, para el cálculo del caudal de salida se debió conocer el volumen del tanque a nivel máximo, dicho volumen (m³) se divide por el tiempo de vaciado (s), obteniendo de esta manera el caudal de diseño del desagüe.

8.6.9.1.3. Conducto de desagüe o limpieza

Se proyectó una tubería de desagüe, dependiendo de las condiciones específicas de cada tanque, que permitirá el vaciado de cada uno en 8 horas, conduciendo los caudales a un drenaje natural próximo a la localización del tanque. El conducto de desagüe se diseñó a flujo libre por gravedad. El dimensionamiento hidráulico de la sección del conducto se realiza utilizando la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$ Ecuación 47.

Donde:

V = Velocidad (m/s).
n = Coeficiente de rugosidad de Manning.
A = Área de flujo de agua (m^2).
R = Radio Hidráulico (m).
S = Pendiente de la línea de agua (m/m).

8.6.9.1.4. Compuerta de desagüe

La conexión entre el tanque y el conducto de desagüe se hizo a través de una compuerta plana deslizante. Para el dimensionamiento de la compuerta se determinó la capacidad hidráulica de la descarga de fondo considerando una apertura total, a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_n}$$ Ecuación 48.

Donde:

Cd = Coeficiente de descarga dado por la curva del HDC 320-3 (U.S. Army Corps of Engineers). Para una compuerta totalmente abierta Cd= 0.85.
A = Área del orificio, igual a Go x B, (m²).
Go = Apertura de la compuerta; es decir, distancia vertical entre el labio inferior de la compuerta y la solera del conducto de desagüe, (m).
B = Ancho de la compuerta, (m).
Hn = Altura neta de carga, igual a Ho-ΔH, (m).

Ho = Altura bruta de carga, (m).

$$Ho = \text{Nivel del tanque} - \text{cota radier compuerta} - Go*Cd$$ Ecuación 49.

8.6.9.2. Rebose

8.6.9.2.1. Vertedero Rectangular

Los tanques de carga se proyectaron con un sistema de rebose que permita evacuar los caudales de exceso. Dicha estructura se planteó como un vertedero rectangular de pared gruesa y con capacidad de evacuar el caudal máximo de entrada, por lo tanto, se dimensionó un canal colector y una rápida escalonada evacuar el caudal rebosado y llevarlo hasta el cuerpo receptor, el cual debe ser adaptado para recibir dicho caudal.

El rebose no limitará la capacidad de almacenamiento del tanque, asegurando que se obtenga el nivel máximo esperado en el mismo, ver Figura 44.

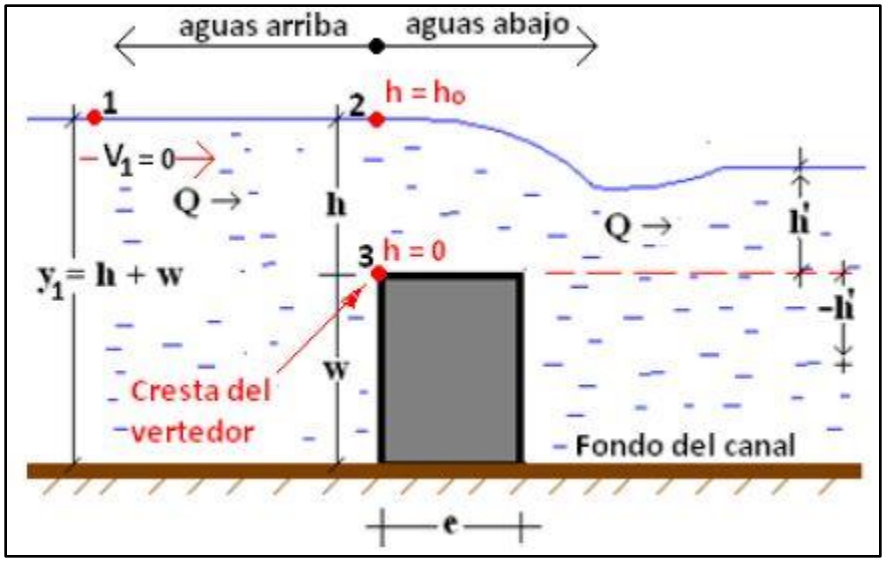


Figura 44. Parámetros Vertedero Rectangular de Pared Gruesa.

Tomado de: Problemas de compuertas, vertederos y salto hidráulico (Universidad de Sonora, 2017)

El caudal a evacuar por el vertedero se estimó mediante la Ecuación 50, definida por Sotelo A.G:

$$\frac{Q}{b} = q = \left(2.952h^{\frac{3}{2}}\right)\mu\varepsilon_1\varepsilon_2$$ Ecuación 50.

Donde:

Q= caudal rebosado (m³/s).
b = ancho del vertedero (m)
q = caudal unitario (m²/s).
h = cabeza de agua entre cresta del vertedero y lámina (m).
 = coeficiente de contracción vertical de la altura h en la cresta del vertedor y de la contracción horizontal.
ε1 = es el coeficiente al considerar que el vertedor de pared gruesa.
ε2 = es el coeficiente al considerar el efecto de sumersión h' en la descarga.

Despejando el caudal rebosado se tiene que:

$$Q = bq = b\left(2.952h^{\frac{3}{2}}\right)\mu\varepsilon_1\varepsilon_2$$ Ecuación 51.

 se calcula según la ecuación de Henderson F.M:

$$Cd = \mu = 0.611 + 0.08\frac{h}{w}$$ Ecuación 52.

Donde,

w = altura del vertedero (m).

El coeficiente ε1 se deduce de acuerdo con los siguientes criterios:

Donde:

$$\varepsilon_1 = \begin{cases} 1 & \frac{e}{h} \leq 0.67 \quad Ec.\,de\,Bazin \\ 0.7 + \frac{0.185}{e/h} & 0.67 < \frac{e}{h} \leq 3 \quad Ec.\ de\,Bazin \\ 0.75 + \frac{0.1}{e/h} & 3 < \frac{e}{h} \leq 10 \quad Ec.de\,Gibson \end{cases}$$ Ecuación 53.

e = espesor del vertedero (m).

El coeficiente ε2 se deduce de acuerdo con la Figura 45. (Domínguez):

punto	1 - h'/h	ε_2
1	1.20	0.993
2	1.00	0.987
3	0.90	0.980
4	0.80	0.960
5	0.70	0.950
6	0.60	0.930
7	0.50	0.910
8	0.40	0.885
9	0.30	0.855
10	0.25	0.833
11	0.20	0.807
12	0.15	0.770
13	0.10	0.720
14	0.08	0.680
15	0.06	0.640
16	0.04	0.550
17	0.02	0.400
18	0.01	0.260

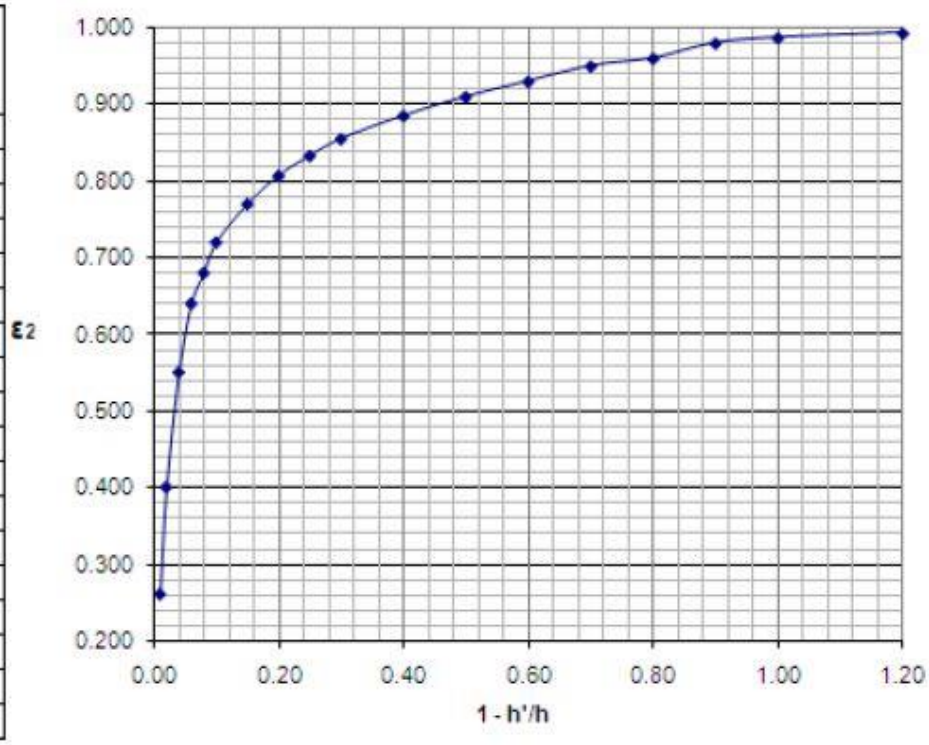


Figura 45. Determinación Coeficiente ε2

Tomado de: Problemas de compuertas, vertederos y salto hidráulico (Universidad de Sonora, 2017)

Donde:

h =: Altura lámina aguas abajo del vertedero (m).
Para el presente caso, el ancho del vertedero (b) y la altura de lámina (h) se definieron de acuerdo con la geometría disponible en los tanques, se despejan los coeficientes restantes y se procede a despejar el caudal vertido.

8.6.9.2.2. Canal colector de excesos

Los caudales originados en el vertedero de excesos, fueron controlados y direccionados a través de un canal colector, desde el cual el líquido será conducido hasta un disipador que lo conduzca hasta un cuerpo receptor.

Para dimensionar el canal colector se definió inicialmente el alcance horizontal del chorro proveniente del vertedero. Dado que la presión en la parte superior del líquido es la atmosférica, ya que no hay tapa en ninguno de los tanques, la expresión para calcular la velocidad de salida del vertedero está dada por:

$$V = \sqrt{2g(Y_2 - w)}$$ Ecuación 54.

Donde:

V = Velocidad horizontal (m/s).
Y_2 = Altura lámina de agua antes del vertedero, ver Figura 8-11 (m)
Cuando el flujo sale del agua tendrá una trayectoria parabólica, donde la altura inicial será (w) y velocidad horizontal (V) (ver Figura 8-11).

La trayectoria del chorro, en X y Y, está dada por:

$$X = Vt, \quad Y = w - \frac{1}{2}gt^2$$ Ecuación 55.

Donde:

t = tiempo de caída del chorro (s).
Para mayor claridad ver Figura 46.

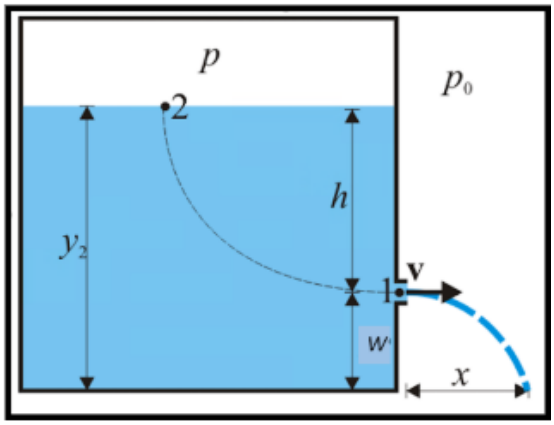


Figura 46. Alcance del Chorro

El fluido llega al suelo cuando w = 0, el tiempo en el que esto transcurre se obtiene a continuación:

$$O = Y = w - \frac{1}{2}gt^2 \quad \rightarrow \quad t = \sqrt{\frac{2w}{g}}$$ Ecuación 56.

Por lo tanto, el alcance del chorro en X está dado por:

$$X = v\sqrt{\frac{2w}{g}}$$ Ecuación 57.

Reemplazando V en la Ecuación 57:

$$X = 2\sqrt{(Y_2 - w)w}$$ Ecuación 58.

Este valor define el ancho mínimo del canal colector. La altura del canal colector será la misma del tanque.

8.6.9.2.3. Canal de transición

Para los tanques de carga planteados, se requirió un canal de transición entre el canal colector y la estructura de disipación. El caudal de diseño fue considerado como el caudal rebosado por los respectivos tanques.

Inicialmente, se definió una sección típica para el canal, se verificó que la sección propuesta tenga la capacidad para atender el caudal vertido.

El área de la sección se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$A = (b+my)\ y$$ Ecuación 59.

Donde:
A = Área de la sección.
b = Ancho inferior del canal (m).
m = pendiente del talud.
y = Nivel de agua para la sección revestida (m).
El perímetro mojado se calcula mediante:

$$P = b + 2Y\sqrt{(1 + m^2)}$$ Ecuación 60.

El ancho superior del canal es:

$$B = b + 2my$$ Ecuación 61.

El canal de transición se proyectó en concreto y se adoptó 4.57 m/s como velocidad máxima permisible para evitar problemas de erosión.

La capacidad de los canales se determina mediante la ecuación de Manning:

$$Q = A\frac{R^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}}{n}$$ Ecuación 62.

Donde:

Q = Caudal diseño en canal (m^3/s).
S = pendiente del fondo de canal.
R = Radio Hidráulico (m)
R =A/P
n = Coeficiente de Manning concreto (0.015).
Para minimizar la energía del flujo a la entrada del disipador se implementó la mínima pendiente que permita al canal tener la capacidad requerida.

8.6.9.2.4. Disipador Escalonado

Para llevar el caudal de excesos hasta los cuerpos de agua se adoptaron disipadores escalonados que permitan una adecuada entrega a la corriente, en función de la metodología de diseño desarrollada en el numeral 4.6.2 del Manual de Drenaje para Carreteras (INVIAS, 2009), para estructuras de caída escalonadas.

En función de las características topográficas del proyecto, se adoptaron estructuras de caída escalonadas con flujo rasante con tienen pendientes entre 7° y 28°, la formación total o parcial del resalto hidráulico para un flujo escalón a escalón implica pendientes suaves del terreno.

Se determinó la velocidad (Vw) y la profundidad del flujo (dw) en la estructura, la energía al final de la estructura (Eres) y el incremento de la profundidad del flujo por efecto del aire (y0.9) para determinar la altura de muros de la estructura (Hw).

Se adoptó la metodología aconsejada por el profesor Ohtsu (Ohtsu, Yasuda, & Takahashi, 2004).

Dados un ancho de canal (B), una caída total (Hdam), un ángulo del canal (θ) y un caudal de diseño (Qw), ver Figura 47, la profundidad crítica se calcula como:

$$dc = \left(\frac{\left(\frac{Qw}{B}\right)^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$$ Ecuación 63.

Valor con el que la altura total relativa de caída es: Hdam/dc.

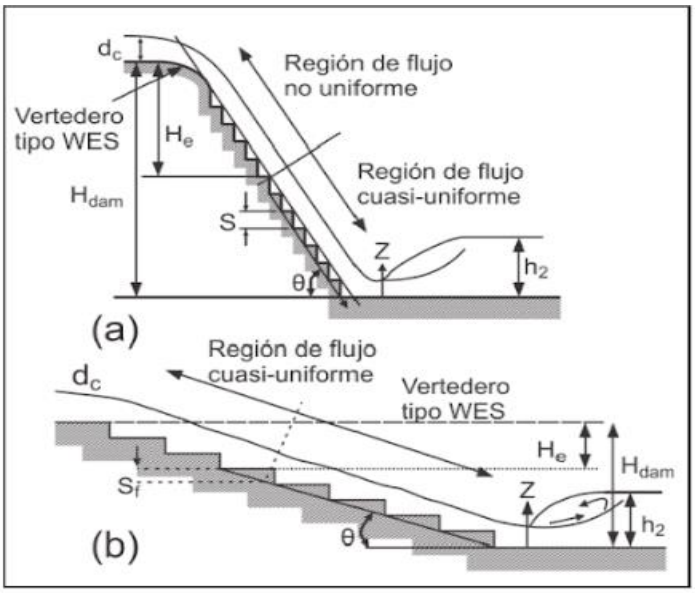


Figura 47. Esquema de definiciones: (a) escalones para θ=19, 23, 30 y 55°, (b) escalones tomados para θ = 5.7, 8.5 y 11.3° (Ohtsu).
Tomado de (INVIAS, 2009)

Se seleccionó la caída en cada escalón (S), ver Figura 47, de manera que se forme una condición de flujo tipo rasante. Para esto se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$0.1 \leq \frac{S}{dc} \leq \left(\frac{S}{dc}\right)_s$$

$$\left(\frac{S}{dc}\right)_s = \frac{7}{6}\,(tan\ tan\ \theta\,)^{\frac{1}{6}}$$

Ecuación 64.

Donde θ se encuentra en grados y se aplica para valores entre 5.7° y 55°. El “Manual de Drenaje” recomienda valores de S/dc > 0.25 para incrementar las pérdidas de energía en la estructura.

Según experimentación de Ohtsu, el ángulo θ y de la altura relativa del escalón (S/dc) hacen que las condiciones de flujo cambien, por lo tanto el flujo rasante se puede clasificar como se describe a continuación:

- Tipo A cuando θ >19º o cuando S/dc <(S/dc)B
- Tipo B en otro caso.

(S/dc)B se determina con la siguiente expresión:

$$\left(\frac{S}{dc}\right)_B = 13\,(tan\ tan\ \theta\,)^2 - 2.73\ \ tan\ tan\ \theta + 0.373 \quad Para\ \theta\ entre\ 5.7°\ y\ 19°$$

Ecuación 65.

El flujo rasante es altamente turbulento, dándose la entrada de grandes cantidades de aire a lo largo del canal desde un punto de “incepción” hasta un cierto punto en el cual el flujo llega a ser cuasi-uniforme, sección a partir de la cual no se producen variaciones en la profundidad, concentración de aire y velocidad para un caudal dado. La altura necesaria del canal para que se alcance el flujo cuasi-uniforme (He) está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{He}{dc} = (-1.21 * 10^{-5} * \theta^3 + 1.6 * 10^{-3} * \theta^2 - 7.13 * 10^{-2} * \theta + 1.3)^{-1} \left[5.7 + 6.7 * exp\ exp\ \left(6.5 * \frac{s}{dc}\right)\right]$$

Ecuación 66.

Si el flujo alcanza la condición cuasi-uniforme, la altura representativa del flujo, dw y la velocidad promedio, (vw = (Qw/B)/dw = qw/dw) pueden ser obtenidas a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\frac{dw}{dc} = \left(\frac{f}{8sen\theta}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Ecuación 67.

El factor de fricción f del flujo está dado por:

$$f = fmax - A\left(0.5 - \frac{S}{dc}\right)^2 \quad para\ 0.1 \le \frac{S}{dc} \ge 0.5$$

$$f = fmax \qquad para\ 0.5 \le \frac{S}{dc} \le \left(\frac{S}{dc}\right)_s$$

Ecuación 68.

Para 5.7° ≤ θ≤ 19°:

$$A = -1.7 * 10^{-3}\theta^2 + 6.4 * 10^{-2}\theta - 1.5 * 10^{-1}$$

$$fmax = -4.2 * 10^{-4}\theta^2 + 1.6 * 10^{-2}\theta + 3.2 * 10^{-2}$$

Ecuación 69.

Y para 19°< θ ≤55°:

$$A = 0.452$$

$$fmax = 2.32 * 10^{-5}\theta^2 - 2.75 * 10^{-3}\theta + 2.31 * 10^{-1}$$

Ecuación 70.

Para el flujo cuasi-uniforme, la energía residual (Eres) en el extremo inferior de la estructura se determina con la primera parte de las siguientes ecuaciones:

- Para flujo tipo A:

$$\left(\frac{Eres}{dc}\right)_u = \frac{dw}{dc} cos\ cos\ \theta + \frac{1}{2}\left(\frac{dc}{dw}\right)^2 = \left(\frac{f}{8\ sin\ sin\ \theta}\right)^{\frac{1}{3}} cos\ cos\ \theta + \frac{1}{2}\left(\frac{f}{8\ sin\ sin\ \theta}\right)^{\frac{-2}{3}}$$

Ecuación 71.

- Para flujo tipo B:

$$\left(\frac{Eres}{dc}\right)_u = \frac{dw}{dc} + \frac{1}{2}\left(\frac{dc}{dw}\right)^2 = \left(\frac{f}{8\ sin\ sin\ \theta}\right)^{\frac{1}{3}} + \frac{1}{2}\left(\frac{f}{8\ sin\ sin\ \theta}\right)^{\frac{-2}{3}}$$

Ecuación 72.

Finalmente, para el flujo cuasi-uniforme la altura de los muros del canal, Hw está dada por la Ecuación 73:

$$Hw = 1.4Y_{0.9}$$ Ecuación 73.

Siendo $Y_{0.9}$ la profundidad del flujo para una concentración de aire de 0.9. Este valor de $Y_{0.9}$ se calcula como se presenta a continuación:

$$y_{0.9} = \frac{dw}{1 - Cmean}$$

$$Cmean = D - 0.3\, exp\, exp\left[-5\left(\frac{S}{dc}\right)^2 - 4\frac{S}{dc}\right]$$ Ecuación 74.

$$D = 0.300 \qquad para\ 2.7° \leq \theta \leq 19°$$

$$D = -20 * 10^{-4} * \theta^2 + 2.14 * 10^{-2} * \theta - 3.57 * 10^{-2} \quad para\ 19° \leq \theta \leq 55°$$

La variable C_{mean} es la concentración media de aire. En las estructuras en que no se alcanza a desarrollar el flujo cuasi-uniforme, la energía residual (Eres) se calcula como:

$$\frac{Eres}{dc} = 1.5 + \left[\left(\frac{Eres}{dc}\right)_u - 1.5\right]\left[1 - \left(1 - \frac{Hdam}{He}\right)^{\frac{\theta}{25}+4}\right]$$ Ecuación 75.

La anterior ecuación es válida para 5.0 ≤ Hdam/dc ≤ He/dc.

El parámetro $(Eres/dc)_u$ se calcula con la segunda parte de la Ecuación 71 y Ecuación 72:

Se calcula entonces, para este flujo no uniforme la altura representativa del flujo (dw) y la velocidad promedio (Vw) por tanteos a partir de la Ecuación 76:

$$Eres = dw * cos\ cos\ \theta + \frac{v_w^2}{2g} \qquad para\ flujo\ tipo\ A$$

$$Eres = dw + \frac{v_w^2}{2g} \qquad para\ flujo\ tipo\ B$$ Ecuación 76.

Al igual que para el flujo cuasi-uniforme, para el flujo no uniforme, se calcula aplicando las siguientes ecuaciones:

$$Hw = 1.4y_{0.9}$$

$$D = 0.300 \qquad para\ 2.7° \leq \theta \leq 19°$$ Ecuación 77.

$$D = -20 * 10^{-4} * \theta^2 + 2.14 * 10^{-2} * \theta - 3.57 * 10^{-2} \quad para\ 19° \leq \theta \leq 55°$$

Se debe asegurar que el caudal que llegue al cuerpo receptor a través de la estructura escalonada no altere drásticamente los patrones de flujo de la corriente y no genere problemas de socavación, por lo cual se propone un enrodado de estabilización y protección en la zona donde llegue el caudal de excesos.

9. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se localiza en la cota 180 msnm sobre el río Gatú (en la cuenca del río Santa María), cuenta con una presa de regulación de caudales en CCR y tiene como objetivo la regulación de caudales para atender las demandas de agua para uso residencial, industrial, comercial, oficial y riego, determinadas en el área de estudio (Ver informe *ESTUDIO DE DEMANDA DE AGUA AZU-ING-INF-009*).

9.1. PRESA DE REGULACIÓN

Para la regulación de caudales se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 91.5 m de altura con la cresta de la presa en la cota 270.5 msnm. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1V y talud aguas abajo 1H:1V, una cresta de 299.5 m de longitud y 6.0 m de ancho, para la cual se requiere un volumen de 0.55 Mm³ para su construcción. Estará fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos, requiriéndose un total de excavación de 0.25 Mm³ (Ver esquema AZUSM-PG-J-PGEN-01-0001).

9.1.1. Reservorio

Al sitio de presa drena una cuenca con un área de 278.6 km² que transporta un caudal medio de 22.4 m³/s. El reservorio formado por la presa tendrá un volumen total de 2,095.84 Hm³ de los cuales 6.97 Hm³ corresponden al volumen muerto y 2,088.87 Hm³ al volumen útil, siendo éste el que permite regular los caudales para suministrar 0.73 m³/s a los sistemas de abastecimiento de la parte baja de cuenca y 4.23 m³/s a las demandas de riego.

El reservorio ocupa un área de 845.85 ha, tiene su nivel mínimo de operación normal, partir del cual se almacena el volumen útil del reservorio en la cota 218.1 msnm, su nivel máximo normal de operación en la cota 265 msnm, la cual define el nivel de la gola del vertedero de excesos del reservorio y tiene el nivel máximo de operación extraordinaria en la cota 270 msnm.

9.1.2. Sistema de desvío

Para poder realizar la construcción de la presa, se proyectó un sistema de desviación conformado por una ataguía, un túnel de desviación y una contrataguía, que permite el manejo de crecientes con un periodo de retorno de 11 años (1,089.5 m³/s) asociado a un riesgo de 8.9 %, inferior al 10%.

La ataguía tiene la función de desviar los caudales hacia el túnel, se proyectó en enrocado seleccionado, con una altura de 27.0 m y un volumen total de 0.13 Mm³. La contrataguía tiene la función de proteger el área de construcción de la presa por el retroceso del flujo, se proyectó en enrocado de volteo, con una altura de 6.0 m y un volumen total de 0.0032 Mm³.

El túnel de desvío se proyectó por la margen izquierda del cauce, con sección HPR con solera recta, tiene 514.5 m de longitud, una pendiente media de 0.2%, un diámetro de excavación de 9.7 m, espesor de recubrimiento de 0.45 m, para un diámetro útil de 8.8 m.

El cálculo de la capacidad hidráulica de un túnel es diferente para cada una de las tres fases de su operación: una fase a superficie libre, una fase en transición y finalmente la fase de flujo a presión.

En la Tabla 67 se presentan coeficientes K utilizados para el cálculo de las pérdidas en el túnel de desvío.

Tabla 67. Pérdidas localizadas del sistema de desvío

Descripción	Túnel a superficie libre	Túnel a presión

	k	k
Pérdidas por entrada	0.375	0.05
Expansión salida túnel		0.70
Entrada		0.25
Transición entre tipos de sección (coeficiente global)		0.05

En la Tabla 68 se presentan las pérdidas identificadas en el túnel cuando se encuentre a flujo libre y en la Tabla 69 se presentan las pérdidas cuando se encuentra a presión, en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico del sistema de desvío.

Tabla 68. Pérdidas localizadas del túnel de desvío a flujo libre

Caudal en el túnel	Pérdidas entrada túnel					Nivel en el reservorio [msnm]
	Yo [m]	Velocidad [m/s]	Rad Hid [m]	Sf [m/m]	Pérdidas [m]	
0.00						180.00
85.0	2.119	4.56	1.43	0.00290	0.48	183.66
93.0	2.250	4.70	1.49	0.00292	0.50	183.88
101.0	2.377	4.83	1.54	0.00294	0.53	184.09
109.0	2.501	4.95	1.59	0.00296	0.55	184.30
117.0	2.622	5.07	1.64	0.00299	0.57	184.51
125.0	2.740	5.18	1.69	0.00301	0.60	184.71
133.0	2.856	5.29	1.73	0.00303	0.62	184.90
141.0	2.969	5.40	1.77	0.00305	0.64	185.09
149.0	3.080	5.50	1.81	0.00308	0.66	185.28
157.0	3.189	5.59	1.85	0.00310	0.68	185.47
165.0	3.297	5.69	1.88	0.00313	0.70	185.65
173.0	3.403	5.78	1.92	0.00315	0.72	185.83
181.0	3.507	5.87	1.95	0.00317	0.74	186.01
189.0	3.609	5.95	1.98	0.00320	0.76	186.18
197.0	3.711	6.03	2.01	0.00322	0.78	186.35
205.0	3.810	6.11	2.04	0.00325	0.80	186.52
213.0	3.909	6.19	2.07	0.00327	0.82	186.69
221.0	4.006	6.27	2.10	0.00329	0.84	186.85
229.0	4.102	6.34	2.12	0.00332	0.86	187.01
237.0	4.197	6.42	2.15	0.00334	0.88	187.18
245.0	4.291	6.49	2.17	0.00337	0.90	187.33
253.0	4.384	6.56	2.20	0.00339	0.91	187.49
261.0	4.476	6.63	2.22	0.00341	0.93	187.65
269.0	4.566	6.69	2.24	0.00344	0.95	187.80
277.0	4.655	6.76	2.26	0.00347	0.97	187.96
285.0	4.742	6.83	2.28	0.00349	0.99	188.11
293.0	4.828	6.90	2.30	0.00352	1.01	188.26
301.0	4.912	6.96	2.32	0.00355	1.02	188.41
309.0	4.996	7.03	2.34	0.00358	1.04	188.56
317.0	5.078	7.10	2.36	0.00362	1.06	188.71
325.0	5.158	7.16	2.37	0.00365	1.08	188.86
333.0	5.238	7.23	2.39	0.00369	1.10	189.01
341.0	5.317	7.30	2.40	0.00372	1.12	189.15
349.0	5.394	7.36	2.42	0.00376	1.14	189.30
357.0	5.470	7.43	2.43	0.00380	1.16	189.45

365.0	5.545	7.50	2.44	0.00384	1.18	189.59
373.0	5.620	7.56	2.46	0.00388	1.20	189.74
381.0	5.693	7.63	2.47	0.00393	1.22	189.88
389.0	5.765	7.70	2.48	0.00397	1.24	190.03
397.0	5.836	7.77	2.49	0.00402	1.26	190.17
405.0	5.906	7.83	2.50	0.00407	1.28	190.32
413.0	5.975	7.90	2.51	0.00412	1.30	190.46
421.0	6.043	7.97	2.52	0.00417	1.33	190.61

Tabla 69. Pérdidas por fricción del túnel de desvío a presión

Caudal un túnel	Pérdida de fricción en el túnel	Pérdidas en el túnel por entrada, transición y cambios de alineamiento	Pérdida Total
m^3/s	m	m	m
413.0	1.44	0.8	2.3
435.0	1.60	0.9	2.5
457.0	1.76	1.0	2.8
479.0	1.94	1.1	3.0
501.0	2.12	1.2	3.3
523.0	2.31	1.3	3.6
545.0	2.51	1.4	3.9
567.0	2.71	1.5	4.2
589.0	2.93	1.6	4.6
611.0	3.15	1.8	4.9
633.0	3.38	1.9	5.3
655.0	3.62	2.0	5.7
677.0	3.87	2.2	6.0
699.0	4.13	2.3	6.4
721.0	4.39	2.5	6.9
743.0	4.66	2.6	7.3
765.0	4.94	2.8	7.7
787.0	5.23	2.9	8.2
809.0	5.53	3.1	8.6
831.0	5.83	3.3	9.1
853.0	6.14	3.5	9.6
875.0	6.46	3.6	10.1
897.0	6.79	3.8	10.6
919.0	7.13	4.0	11.1
941.0	7.48	4.2	11.7
963.0	7.83	4.4	12.2
985.0	8.19	4.6	12.8
1007.0	8.56	4.8	13.4
1029.0	8.94	5.0	14.0
1051.0	9.33	5.2	14.6
1073.0	9.72	5.5	15.2
1095.0	10.12	5.7	15.8
1117.0	10.53	5.9	16.5
1139.0	10.95	6.2	17.1
1161.0	11.38	6.4	17.8
1183.0	11.82	6.6	18.5
1205.0	12.26	6.9	19.2
1227.0	12.71	7.1	19.9
1249.0	13.17	7.4	20.6

9.1.3. Descarga de fondo

9.1.3.1. Caudal de diseño

Las Normas de Seguridad de Presas (ASEP, 2010) establecen que la descarga de fondo debe permitir el vaciado del primer 50% de la altura del reservorio en 20 días y el total del mismo en 60 días.

De acuerdo con lo anterior se estimó que para el vaciado del primer 50 % se requeriría un caudal medio de 88.96 m³/s, mientras que para el restante se requeriría un caudal medio de 39.4 m³/s, por lo que como caudal de diseño se adoptó la condición más crítica, es decir 88.96 m³/s, el cual debe poder descargarse aun en el momento en el que el reservorio se encuentre en su nivel mínimo de operación.

9.1.3.2. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

La descarga de fondo se proyectó en túnel, localizado sobre la margen derecha de la presa con captación en la cota 218.0 msnm, 5.8 m de diámetro hidráulico, 120 m de longitud hasta la compuerta radial (tramo a presión) y con capacidad para desaguar el reservorio garantizando la capacidad de descarga mínima de 88.96 m³/s como se especificó en el numeral anterior.

Para su dimensionamiento se estimaron las pérdidas hidráulicas siguiendo el procedimiento de ductos a presión descrito en el capítulo de criterios y metodologías. En la Tabla 70 se presentan las pérdidas localizadas y en la Tabla 71 se presentan las pérdidas por fricción en la descarga de fondo. En el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico de la descarga de fondo.

Tabla 70. Pérdidas localizadas de la descarga de fondo

Descripción	Área (m²)	K	V (m/s)	Δh (m)
Rejilla de entrada	26.42	0.645	3.37	0.37
Entrada	26.42	0.160	3.37	0.09
Reducción Entrada a Circular	9.800	0.050	9.08	0.21
Codo planta	26.421	0.100	3.37	0.06
Válvula mariposa	26.421	0.240	3.37	0.14
Reducción Circular a rectangular	9.800	0.050	9.08	0.21
Sumatoria				1.08

Tabla 71. Pérdidas por fricción de la descarga de fondo

Descripción	n	A	R	L	V	Sf	hf (m)
Longitud Entrada a Túnel	0.014	26.42	1.45	10.0	3.37	0.0014	0.01
Longitud túnel a presión	0.012	26.42	1.45	88.0	3.37	0.0010	0.09
Longitud Transición a rectangular	0.012	9.80	1.00	13.0	9.08	0.0119	0.15
Longitud Tramo de compuertas - Rectangular	0.012	9.80	1.00	16.0	9.08	0.0119	0.19
Sumatoria							0.45

Las pérdidas totales por accesorios y por fricción suman 1.53 metros de columna de agua (mca).

Al final del tramo a presión se ubicó una cámara de compuertas en la se alojaron una compuerta plana (de guarda) y una compuerta radial (de servicio) de 3.5 m de alto por 2.8 m ancho la cual garantiza la descarga del caudal requerido para el vaciado (88.96 m³/s) con el reservorio al nivel mínimo de operación y sin exceder la velocidad de diseño (9.0 m³/s) con el reservorio al nivel máximo normal. En la Tabla 72 y en la Figura 48 presenta la capacidad hidráulica de la descarga de fondo. En el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico de la descarga de fondo.

Tabla 72. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

Apertura	10%		25%		50%		80%		100%	

NE	C'd	Q	C'd	Q	C'd	Q	C'd	Q	C'd	Q
270.00	0.73	22.99	0.73	57.36	0.73	114.15	0.75	184.66	0.76	232.25
267	0.73	22.33	0.73	55.70	0.73	110.79	0.75	179.12	0.76	225.17
264	0.73	21.64	0.73	53.98	0.73	107.32	0.75	173.40	0.76	217.87
261	0.73	20.94	0.73	52.20	0.73	103.74	0.75	167.49	0.76	210.32
258	0.73	20.21	0.73	50.36	0.73	100.02	0.75	161.36	0.76	202.48
255	0.73	19.45	0.73	48.46	0.73	96.17	0.75	154.99	0.76	194.33
252	0.73	18.66	0.73	46.47	0.73	92.15	0.75	148.35	0.76	185.82
249	0.73	17.84	0.73	44.39	0.73	87.96	0.75	141.39	0.76	176.90
246	0.73	16.97	0.73	42.22	0.73	83.55	0.75	134.08	0.76	167.51
243	0.73	16.06	0.73	39.92	0.73	78.89	0.75	126.34	0.76	157.56
240	0.73	15.10	0.73	37.49	0.73	73.94	0.75	118.09	0.76	146.94
237	0.73	14.07	0.73	34.88	0.73	68.64	0.75	109.23	0.76	135.49
234	0.73	12.95	0.73	32.06	0.73	62.89	0.75	99.58	0.76	122.97
231	0.73	11.74	0.73	28.97	0.73	56.55	0.75	88.88	0.76	109.03
228	0.73	10.38	0.73	25.51	0.73	49.42	0.75	76.71	0.76	93.02
225	0.73	8.81	0.73	21.50	0.73	41.06	0.75	62.21	0.76	73.61
222	0.73	6.90	0.73	16.55	0.73	30.49	0.75	43.06	0.76	46.73

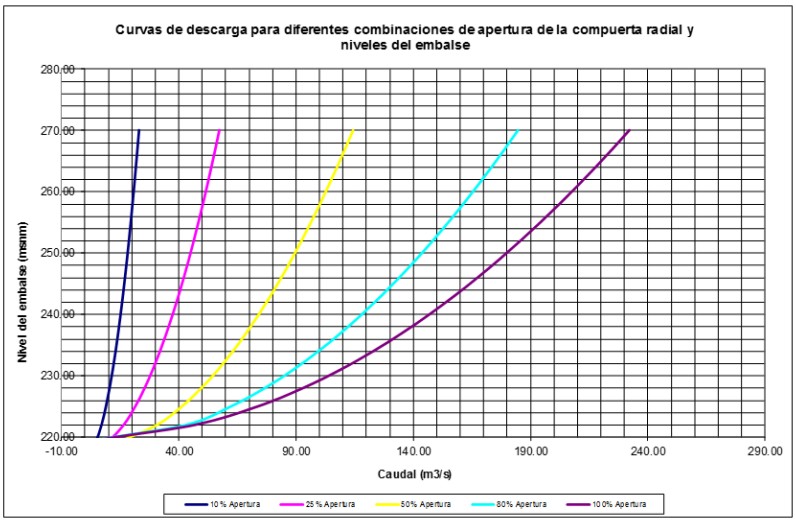


Figura 48. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

La cámara de compuertas entrega los caudales a una rápida que permite la entrega final al cauce aguas abajo de la presa. En la Tabla 73 se presenta el resumen de los datos del eje hidráulico en la rápida; para el cálculo del mismo se utilizó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.015 por ser concreto convencional. El cálculo detallado se presenta en el Anexo 2.

Tabla 73. Resumen del eje hidráulico de la rápida de descarga

L	V	Cota Solera	N agua	NF	Altura muros
(m)	(m/s)	(msnm)	(msnm)		(m)
0.00	32.14	215.65	216.78	8.90	3.24
1.73	32.27	214.58	215.70	8.95	3.24
3.45	32.40	213.50	214.62	9.01	3.23
5.18	32.53	212.43	213.54	9.06	3.23
6.91	32.65	211.35	212.46	9.11	3.23
8.64	32.77	210.28	211.38	9.16	3.23

10.36	32.89	209.20	210.30	9.21	3.23
12.09	33.01	208.13	209.22	9.26	3.23
13.82	33.12	207.05	208.15	9.31	3.22
15.55	33.23	205.98	207.07	9.36	3.22
17.27	33.34	204.90	205.99	9.40	3.22
19.00	33.45	203.83	204.91	9.45	3.22
20.73	33.55	202.75	203.83	9.49	3.22
22.45	33.66	201.68	202.75	9.54	3.22
24.18	33.76	200.60	201.68	9.58	3.22
25.91	33.85	199.53	200.60	9.62	3.22
27.64	33.95	198.45	199.52	9.66	3.22
29.36	34.04	197.38	198.44	9.70	3.21
31.09	34.13	196.30	197.36	9.74	3.21
32.82	34.22	195.23	196.29	9.78	3.21
34.55	34.31	194.15	195.21	9.81	3.21
36.27	34.40	193.08	194.13	9.85	3.21
38.00	34.48	192.00	193.05	9.89	3.21

De acuerdo con el libro “Hydraulic Structures” (Novak, Moffat, Nalluri, & Narayanan, 2007), se debe tener cuidado con problemas de cavitación en velocidades que exceden 35 m/s, y de acuerdo con el libro “Hydraulics in Civil and Environmental” (Chadwick, 2013), la velocidad máxima, sin considerar aireadores, es de 30 m/s. Con estos criterios se puede asumir que los aireadores son necesarios.

9.1.3.3. Captación Descarga de Fondo

Se adoptó una caja de rejas frontales de geometría semicircular que permite captar de forma radial y simétrica el flujo proveniente del reservorio. El techo semicircular de la caja sin rejas actúa como una estructura antivórtice la cual tiene la función de cortar el desarrollo de cualquier flujo rotacional que pueda formarse y de suministrar una protección adicional a la sumergencia mínima del reservorio que debe conservarse durante la operación.

De acuerdo con la capacidad hidráulica de la descarga de fondo (ver Tabla 72) por esta se captará un caudal máximo de 232.25 m³/s cuando el reservorio se encuentre en el nivel máximo normal, por lo que la captación se dimensionó para dicho caudal garantizando una velocidad máxima en el ducto de 9.0 m/s y una velocidad máxima en la captación de 4.5 m/s. En la Tabla 74 se presentan las características de la captación y en la Figura 49 se presenta el esquema general de la misma.

Tabla 74. Dimensionamiento orificios captación descarga de fondo

Item	Valor	Unidad
Área neta requerida	51.10	m^2
Lado del Orificio	1.40	m
Base del Orificio	1.15	m
Espesor columna	0.40	m
Espesor Vigas	0.40	m
Dimensión mínima de la compuerta	2.80	m
Lado o base máxima del orificio	1.87	
Longitud diagonal del orificio	1.81	m
Criterio de dimensión mínima de los orificios	Cumple	
Área del Orificio	1.61	m^2

Número de Orificios Requeridos	32.00	un
Número de Orificios Horizontales (columnas)	8.00	un
Número de Orificios Verticales (filas)	5.00	un
Total orificios	40.00	
Área neta diseñada	64.40	m^2

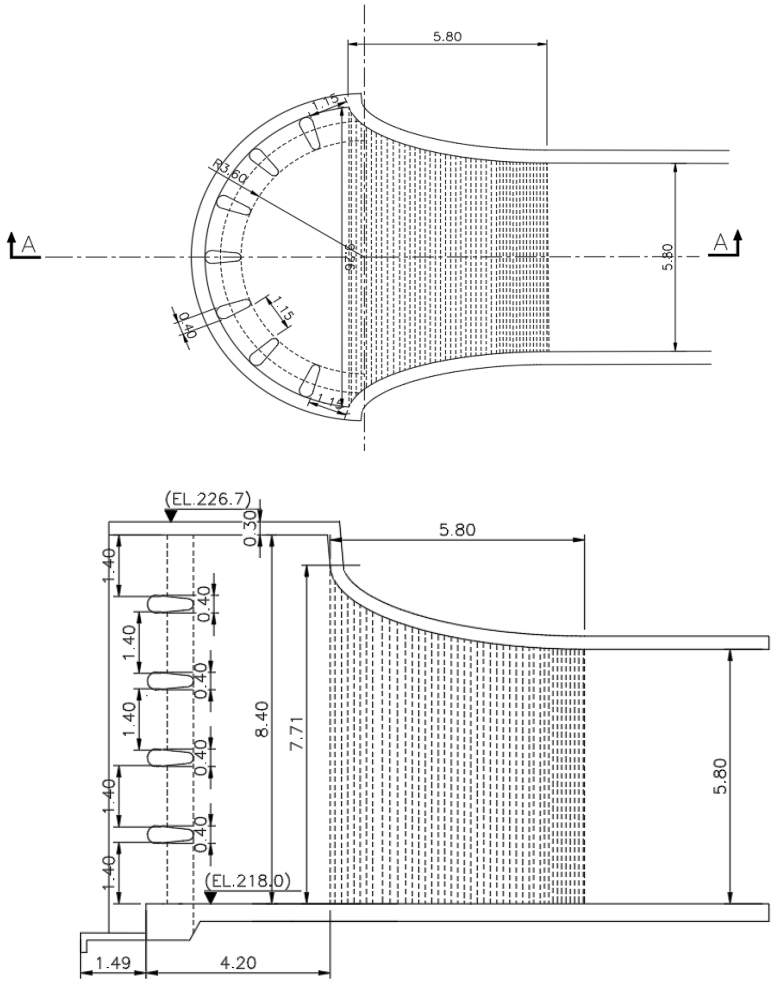


Figura 49. Esquema general de la captación de la descarga de fondo

La sumergencia crítica se estimó siguiendo las metodologías de Nauss y Gordon válidas para captaciones horizontales, encontrando que la metodología propuesta por Gordon es más conservadora, motivo por el cual se adopta éste resultado y se define la sumergencia mínima en 8.7 m medidos desde la clave del ducto, permitiendo ubicar el nivel mínimo del reservorio en la cota 229.8 msnm. En la Tabla 75 se presentan los resultados obtenidos. Los esquemas de la captación se presentan en el Anexo 1 y las memorias de cálculo correspondiente se presentan en el Anexo 2.

Tabla 75. Cálculo sumergencia crítica para descarga de fondo

Item	Unidad	Resultados
Cota fondo del desagüe de fondo	msnm	218.00
Caudal nominal	m^3/s	89.0
Diámetro	m	5.8
Área	m^2	26.42
Tipo de aproximación	-	Simétrica
Velocidad	m/s	3.37
Número de Froude	-	0.45
J. K. Nauss		

hc / D =	-	1.39
Hc (medida desde el eje del ducto) =	m	8.7
Nivel mínimo =	msnm	229.6
Gordon		
sc / D =	-	1.03
Sc (medida desde la clave del ducto) =	m	5.96
Nivel mínimo =	msnm	229.8
Nivel de agua normal	msnm	265
Chequeo (Nauus)	-	Cumple
Chequeo (Gordon)	-	Cumple

9.1.4. Descarga de caudales

Para la entrega de los caudales que permiten atender las demandas de agua, se proyectó que estos fueran entregados al pie de la presa para posteriormente aguas abajo, cerca de las zonas de demanda, realizar bombeos desde el cauce, con el fin de reducir las longitudes de conducción y los costos del proyecto. La descarga se proyectó para un caudal de diseño de 33.78 m³/s equivalente a la suma del máximo caudal diario requerido atender la demanda de riego, el caudal medio requerido para atender la demanda de abastecimiento, el caudal ambiental y un caudal para un usuario futuro solicitado por el Cliente.

9.1.4.1. Captación descarga de caudales

Al igual que para la descarga de fondo, para la descarga de caudales se adoptó una caja de rejas frontales de geometría semicircular que permite captar de forma radial y simétrica el flujo proveniente del reservorio.

El caudal de diseño fue calculado con un valor de 33.78 m³/s, para que la velocidad no sea superior a 0.6 m/s y se cumplan los demás requerimientos solicitados en los criterios y metodologías expuestos en el presente documento, se obtuvieron las dimensiones y número de orificios expuestas en la Tabla 76.

Tabla 76. Dimensionamiento orificios captación descarga de usos.

Ítem	Valor	Unidad
Área neta requerida	56.30	m^2
Lado del Orificio	2.70	m
Base del Orificio	2.70	m
Espesor columna	0.40	m
Espesor Vigas	0.40	m
Longitud diagonal del orificio	3.82	m
Criterio de dimensión mínima de los orificios	N.A.	
Área del Orificio	7.29	m^2
Número de Orificios Requeridos	8.00	un
Número de Orificios Horizontales (columnas)	4.00	un
Número de Orificios Verticales (filas)	2.00	un
Total orificios	8.00	
Área neta diseñada	58.32	m^2

Los valores de sumergencia a adoptar serán los mismos que se adoptaron para la captación de descarga de fondo, presentadas en la Tabla 76.

Los esquemas se presentan en el Anexo 1 y las memorias de cálculo correspondiente se presentan en el Anexo 2.

9.1.4.2. Túnel descarga de caudales

La descarga se proyectó para un caudal de diseño de 33.78 m³/s equivalente a la suma del máximo caudal diario requerido atender la demanda de riego, el caudal medio requerido para atender la demanda de abastecimiento, el caudal ambiental y un caudal para un usuario futuro solicitado por el Cliente. La descarga se realizará a través de un ducto ubicado sobre la margen derecha del cauce paralelo a la descarga de fondo con captación en la cota 218.0 msnm una longitud de 160 m (hasta las válvulas), diámetro de excavación de 5.0 m y un diámetro hidráulico de 4.3 m. En la Tabla 77 se presentan las pérdidas localizadas y en la Tabla 78 se presentan las pérdidas por fricción en la descarga de caudales a usuarios. En el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico de la descarga de caudales a usuarios.

Tabla 77. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios

Descripción	Área (m²)	K	V (m/s)	Δh (m)
Rejilla de entrada	69.6	0.645	0.49	0.01
Entrada	7.07	0.160	4.78	0.19
Reducción HPC a Circular	7.07	0.050	4.68	0.00
Codo planta	7.07	0.100	4.68	0.12
Válvula mariposa	7.07	0.240	4.68	0.28
Sumatoria				0.59

Tabla 78. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios

Descripción	n	A	R	L	V	Sf	hf (m)
Longitud Entrada a Túnel	0.014	7.07	0.75	8.1	4.68	0.0008	0.05
Longitud túnel a presión	0.012	7.07	0.75	152.4	4.68	0.0059	0.74
Longitud Transición a circular	0.012	7.07	0.75	5.4	4.68	0.0059	0.03
Sumatoria							0.81

Las pérdidas totales por accesorios y por fricción suman 1.4 metros de columna de agua (mca).

Al final del tramo a presión, para la regulación de los caudales a descargar en el pie de la presa se ubicarán tres juegos de válvulas, en una cámara, con la descripción que se presenta en la Tabla 79.

Tabla 79. Diámetro de las válvulas para la descarga de caudales (m)

Riego		Abastecimiento		Salida Futura	
Diámetro de válvula Howell Bunger PN 10	Diámetro de válvula mariposa de guarda PN 10	Diámetro de válvula Howell Bunger PN 10	Diámetro de válvula mariposa de guarda PN 10	Diámetro de válvula de émbolo a paso anular PN 10 ejecución standard	Diámetro de válvula de compuerta de guarda PN 10
2.0	3.0	0.7	1.0	0.2	0.2

En la Tabla 80 se presenta la capacidad hidráulica de la descarga de usos. En el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico de la descarga de fondo.

Tabla 80. Capacidad hidráulica de la descarga de usuarios

Cauda diseñol (m³/s)	Velocidad en el tubería (m/s)	Velocidad en válvula mariposa (m/s)	Velocidad en la válvula hb (m/s)
33.78	4.78	4.78	10.8

Partiendo de las dimensiones de las válvulas Howell-Bunger (ver Tabla 79) y de la estructura en las que se encuentran, se llevó a cabo una adaptación de los resultados del estudio “Designing a deflector slab for Howell-Bunger valves” de Sharma, Varshney y Chaturvedi para el proyecto hidroeléctrico de Ramganga en la India, a la estructura en cuestión. Manteniendo las proporciones de geométricas de los resultados de esta investigación en función del diámetro de la válvula, se estimó el comportamiento del flujo a la salida de las estructuras donde se encuentran las válvulas. En la Figura 50 y la Figura 51 se muestra el esquema adoptado en este estudio y el perfil promedio resultante.

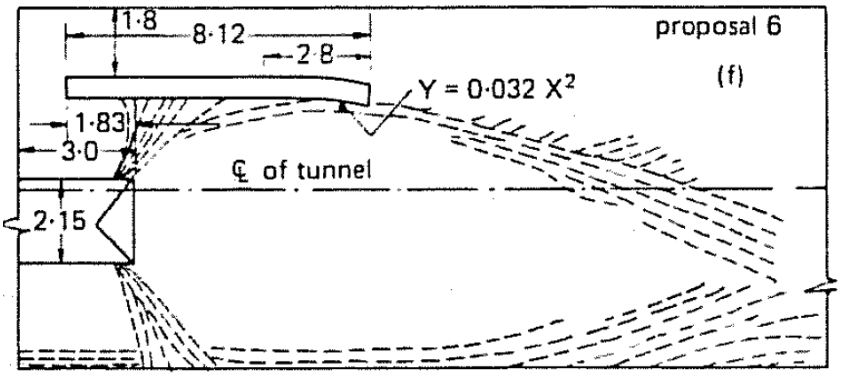


Figura 50. Esquema de la propuesta 6 de deflectores (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

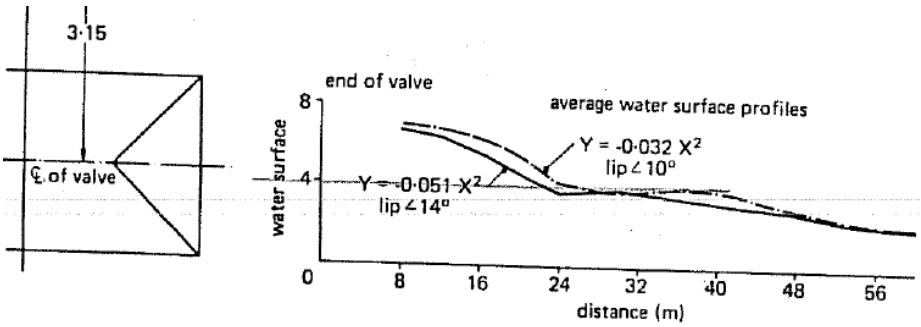


Figura 51. Perfil de flujo promedio (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

Con el ánimo de tener una idea del comportamiento del flujo en estas conducciones se hizo un diseño preliminar de los canales asumiendo el largo requerido y una altura de flujo normal. En la Figura 52 se muestra el esquema tipo de canal rectangular considerado y en la Tabla 81 las dimensiones según las suposiciones realizadas.

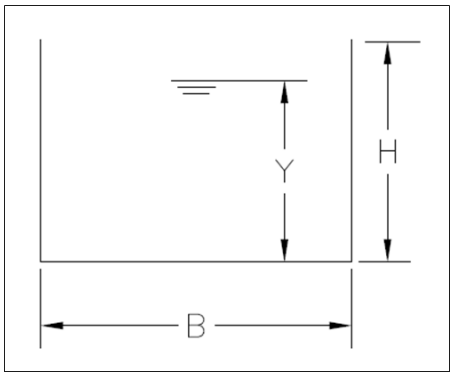


Figura 52. Esquema típico de canal regular

Tabla 81. Dimensiones para canales en cámara de usos

Cauce	Qd	B	Y	S	V	BL	Altura Total	Altura Adoptada	Longitud
	(m^3/s)	(m)	(m)	m/m	(m/s)	(m)	(H) (m)	(H) (m)	L (m)
Abastecimiento	4.48	2.50	2.93	0	0.61	0.19	3.12	5.5	2.1
Riego	32.65	6.50	4.84	0	1.04	0.50	5.34	5.5	6.0

En la Figura 49 se muestra el esquema en planta de acuerdo con la topografía y las dimensiones de las estructuras consideradas para la adecuada entrega de los caudales hacia aguas abajo de la presa.

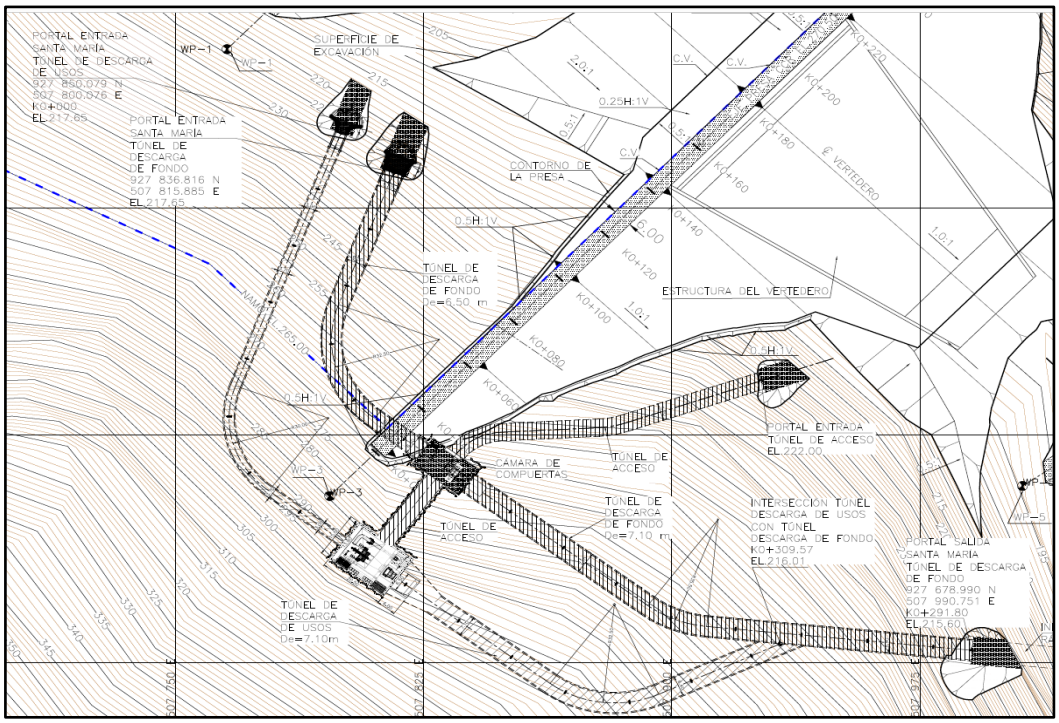


Figura 53. Esquema de la entrega de caudales de usos

9.1.5. Vertedero de excesos

Al tratarse de una presa de CCR el vertedero de excesos se proyectó en el centro del cuerpo de la presa alineado con el cauce hacia aguas abajo y sin compuertas, lo cual permite el tránsito de crecientes en el reservorio de forma “automática” es decir sin necesidad de contar con personal especializado para su operación.

La gola del vertedero se ubica en la cota 265 msnm cuenta con un solo vano, con un ancho de 76 m y una altura de muros de 5.5 m. El vertedero se proyectó para evacuar CMP transitada en el reservorio, con un caudal máximo de salida de 3,708.6 m³/s, para cual se mantiene un borde libre mínimo de 1.0 m.

La curva de la gola se empalma directamente con la rápida de descarga que a su vez tiene 100% de pendiente longitudinal y altura de muros de 5.5 m, mediante una curva convexa de 15.0 m de radio se empata con el deflector radial.

La rápida de descarga tiene un ancho variable, empezando con 76 m en la gola y terminando con 32 metros en el deflector, ver Figura 54.

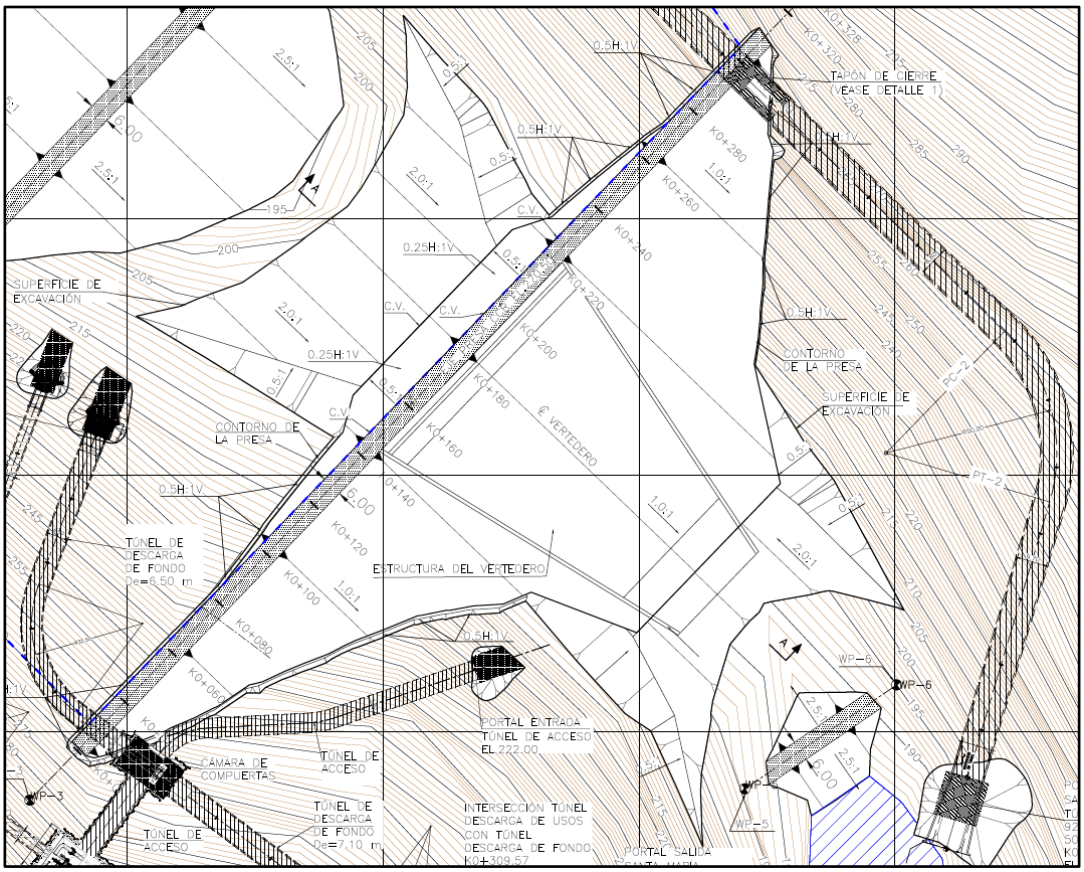


Figura 54. Planta General Vertedero

El vertedero se dimensionó para la CMP transitada en el reservorio obteniendo que el nivel del agua en el reservorio alcanza la cota 269.5 msnm (cota de cresta 270.5 msnm). En la Tabla 81 y en la Figura 55 se presenta la curva de descarga del vertedero excesos.

Tabla 82. Curva de descarga del vertedero de excesos

CURVA DE DESCARGA	
Nivel	**Caudal**
(msnm)	(m^3/s)
265	0
265.25	16.5
265.5	47.6
265.75	88.9
266	139
266.25	197.2
266.5	263
266.75	335.9
267	415.7
267.25	502.1
267.5	595
267.75	694
268	799
268.25	909.8
268.5	1026.3
268.75	1148.2
269	1275.3

269.25	1407.6
269.5	1544.6
269.75	1686.4
270	1832.7
270.25	1983.3
270.5	2138
270.75	2296.5
271	2458.8
271.25	2624.5
271.5	2793.4
271.75	2965.4
272	3140.1
272.25	3317.4

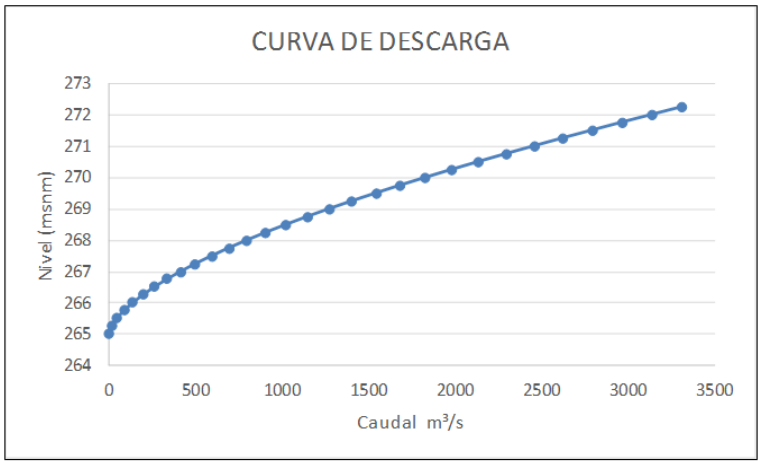


Figura 55. Curva de descarga del vertedero de excesos

Aplicando los criterios y metodologías expuestos en el presente documento, se obtiene la forma de la gola desde la parte trasera, hasta la cresta de la misma (Ver Figura 56) y el perfil de la gola desde la cresta (Ver Figura 57).

Perfil de la Gola

Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia
Cota de la cresta de la Gola		msnm	265.00	
Elementos geométricos del cuadrante aguas arriba (HDC 111-2/1)				
	A	m	0.51	
	B	m	0.43	
	C	m	0.12	
	D	m	0.65	
	E	m	1.03	
	F	m	1.05	
Radio 1	J	m	0.1495	
X (Radio 1)	H	m	-0.90	
Y (Radio 1)	I	m	0.51	
Radio 2	G	m	0.74747	
X (Radio 2)	N	m	-0.39	
Y (Radio 2)	K	m	0.82	
Radio 3	O	m	1.8687	
X (Radio 3)	L	m	0.00	
Y (Radio 3)	M	m	1.87	

Centros de radios

X	Y	Autocad
-0.90	0.51	-0.9037,-0.5083
-0.39	0.82	-0.3924,-0.8185
0.00	1.87	0,-1.8687

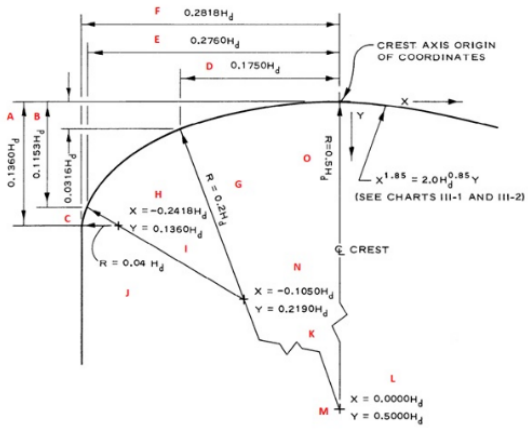


Figura 56. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera – Gatú

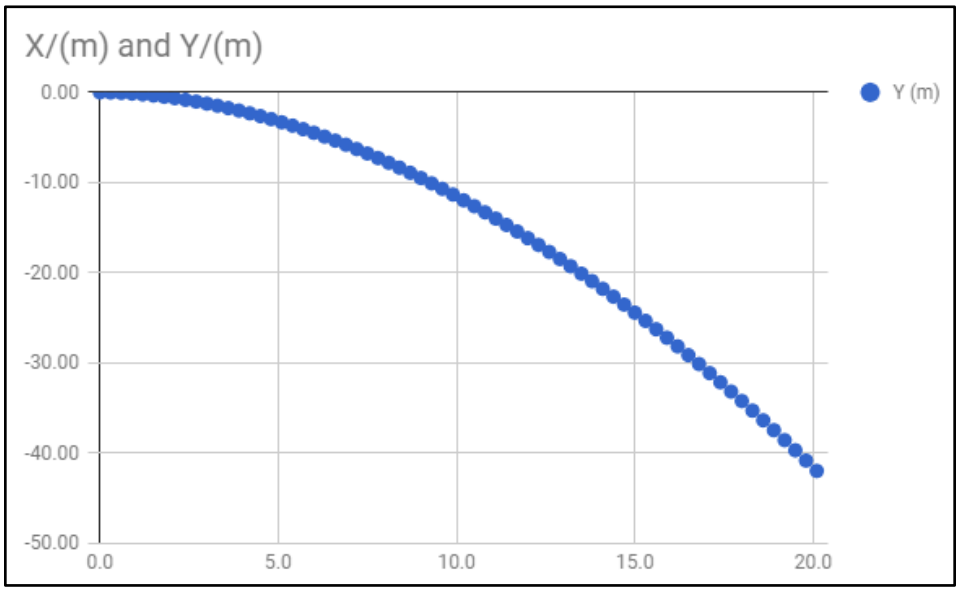


Figura 57. Perfil Gola – Gatú

Dimensionado el vertedero se realizó el tránsito de la CMP en el reservorio. En la Tabla 83 y en la Figura 58 se presenta el tránsito de la CMP en el reservorio.

Tabla 83. Tránsito de la creciente CMP en el reservorio

Tiempo	Caudal de entrada	Volumen del embalse	Cota del embalse	Caudal de descarga	Caudal total de salida

(Horas)	(m^3/s)	(hm^3)	(msnm)	(m^3/s)	(m^3/s)
0.00	0.00	189.28	265.00	0.00	0.00
0.10	18.35	189.28	265.00	0.03	0.03
0.20	36.70	189.29	265.00	0.11	0.11
0.30	55.04	189.31	265.00	0.24	0.24
0.40	75.03	189.33	265.01	0.44	0.44
0.50	127.08	189.37	265.01	0.74	0.74
0.60	179.12	189.42	265.02	1.19	1.19
0.70	231.17	189.49	265.03	1.80	1.80
0.80	285.92	189.59	265.04	2.56	2.56
0.90	365.70	189.70	265.05	3.52	3.52
1.00	445.47	189.85	265.07	4.71	4.71
1.10	525.25	190.02	265.09	6.14	6.14
1.20	609.83	190.22	265.12	7.81	7.81
1.30	722.46	190.46	265.15	9.77	9.77
1.40	835.09	190.73	265.18	12.05	12.05
1.50	947.72	191.05	265.22	14.66	14.66
1.60	1065.84	191.41	265.27	18.59	18.59
1.70	1206.62	191.81	265.32	24.85	24.85
1.80	1347.41	192.26	265.37	31.85	31.85
1.90	1488.20	192.76	265.44	39.60	39.60
2.00	1633.55	193.30	265.50	48.28	48.28
2.10	1793.11	193.90	265.58	60.63	60.63
2.20	1952.67	194.55	265.66	74.08	74.08
2.30	2112.23	195.25	265.75	88.62	88.62
2.40	2271.79	196.01	265.84	107.48	107.48
2.50	2431.35	196.81	265.94	127.66	127.66
2.60	2590.90	197.66	266.05	150.73	150.73
2.70	2750.46	198.57	266.16	177.04	177.04
2.80	2894.02	199.51	266.28	205.63	205.63
2.90	3006.65	200.50	266.41	238.01	238.01
3.00	3119.28	201.51	266.53	272.23	272.23
3.10	3231.91	202.54	266.66	310.16	310.16
3.20	3329.91	203.61	266.79	350.19	350.19
3.30	3405.00	204.69	266.93	393.31	393.31
3.40	3480.08	205.77	267.07	438.62	438.62
3.50	3555.17	206.87	267.20	486.23	486.23
3.60	3609.68	207.98	267.34	536.49	536.49
3.70	3637.84	209.08	267.48	587.79	587.79
3.80	3666.00	210.18	267.62	641.55	641.55
3.90	3694.16	211.26	267.75	695.40	695.40
4.00	3699.46	212.33	267.89	751.71	751.71
4.10	3680.69	213.38	268.02	807.26	807.26
4.20	3661.91	214.40	268.15	863.93	863.93
4.30	3643.14	215.39	268.27	919.57	919.57
4.40	3604.26	216.36	268.39	975.80	975.80
4.50	3547.94	217.28	268.51	1030.03	1030.03
4.60	3491.63	218.17	268.62	1084.18	1084.18
4.70	3435.31	219.02	268.72	1135.92	1135.92
4.80	3368.03	219.82	268.83	1186.75	1186.75
4.90	3292.94	220.59	268.92	1235.34	1235.34
5.00	3217.86	221.30	269.01	1281.35	1281.35
5.10	3142.77	221.98	269.10	1326.13	1326.13
5.20	3061.74	222.61	269.18	1368.01	1368.01
5.30	2977.27	223.20	269.25	1406.96	1406.96
5.40	2892.80	223.74	269.32	1444.23	1444.23
5.50	2808.32	224.24	269.38	1478.55	1478.55

5.60	2723.85	224.70	269.44	1509.98	1509.98
5.70	2639.38	225.12	269.49	1538.58	1538.58
5.80	2554.91	225.49	269.54	1565.10	1565.10
5.90	2470.44	225.83	269.58	1589.03	1589.03
6.00	2379.11	226.13	269.62	1610.13	1610.13
6.10	2285.25	226.38	269.65	1628.36	1628.36
6.20	2191.39	226.60	269.67	1643.77	1643.77
6.30	2097.53	226.78	269.70	1656.41	1656.41
6.40	2023.18	226.92	269.72	1666.61	1666.61
6.50	1954.35	227.04	269.73	1674.75	1674.75
6.60	1885.52	227.12	269.74	1680.94	1680.94
6.70	1816.69	227.19	269.75	1685.23	1685.23
6.80	1747.86	227.22	269.75	1687.73	1687.73
6.90	1679.03	227.23	269.75	1688.40	1688.40
7.00	1620.87	227.22	269.75	1687.39	1687.39
7.10	1564.56	227.18	269.75	1684.97	1684.97
7.20	1516.47	227.13	269.74	1681.33	1681.33
7.30	1469.54	227.06	269.73	1676.57	1676.57
7.40	1422.61	226.98	269.72	1670.75	1670.75
7.50	1375.68	226.88	269.71	1663.89	1663.89
7.60	1328.75	226.77	269.70	1656.02	1656.02
7.70	1281.83	226.65	269.68	1647.16	1647.16
7.80	1234.90	226.51	269.66	1637.35	1637.35
7.90	1187.97	226.36	269.64	1626.59	1626.59
8.00	1150.18	226.20	269.62	1615.04	1615.04
8.10	1112.64	226.03	269.60	1602.83	1602.83
8.20	1075.10	225.84	269.58	1589.97	1589.97
8.30	1037.55	225.65	269.56	1576.50	1576.50
8.40	1000.01	225.46	269.53	1562.41	1562.41
8.50	962.47	225.25	269.51	1547.74	1547.74
8.60	924.92	225.03	269.48	1532.89	1532.89
8.70	887.38	224.81	269.45	1517.59	1517.59
8.80	849.84	224.58	269.42	1501.75	1501.75
8.90	813.49	224.34	269.39	1485.40	1485.40

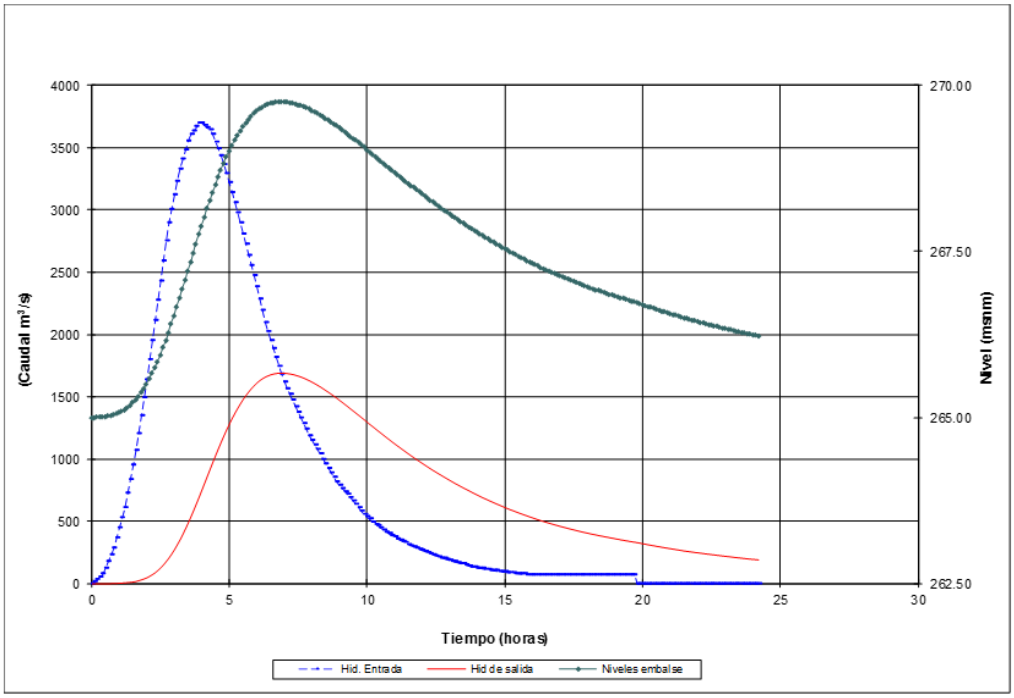


Figura 58. Tránsito de la CMP en el reservorio

9.2. SISTEMAS DE BOMBEO

Como se especificó anteriormente, en el planteamiento de la presa de regulación se consideró que la descarga de caudales se realizaría al pie de la presa sobre el cauce en el que se localiza la presa, con el objetivo que el propio cauce sirva para llevar los caudales regulados hasta zonas cercanas a las áreas de consumo y de este modo reducir la longitud de conducciones.

De acuerdo con lo anterior para la cuenca de Santa María se plantearon 5 sitios para la captación de caudales a lo largo del río Santa María para disponer los caudales regulados en el reservorio y atender las demandas de abastecimiento, riego, usos industriales, comerciales, etc. Tal como se especificó en el capítulo de criterios y metodologías, en cada uno de estos sitios se captarán caudales y en caso de disponer de caudales para riego y abastecimiento, se plantearon sistemas de bombeo independientes, mientras que en el caso de disponer de caudales exclusivamente para riego, se planteó un sistema de bombeo único.

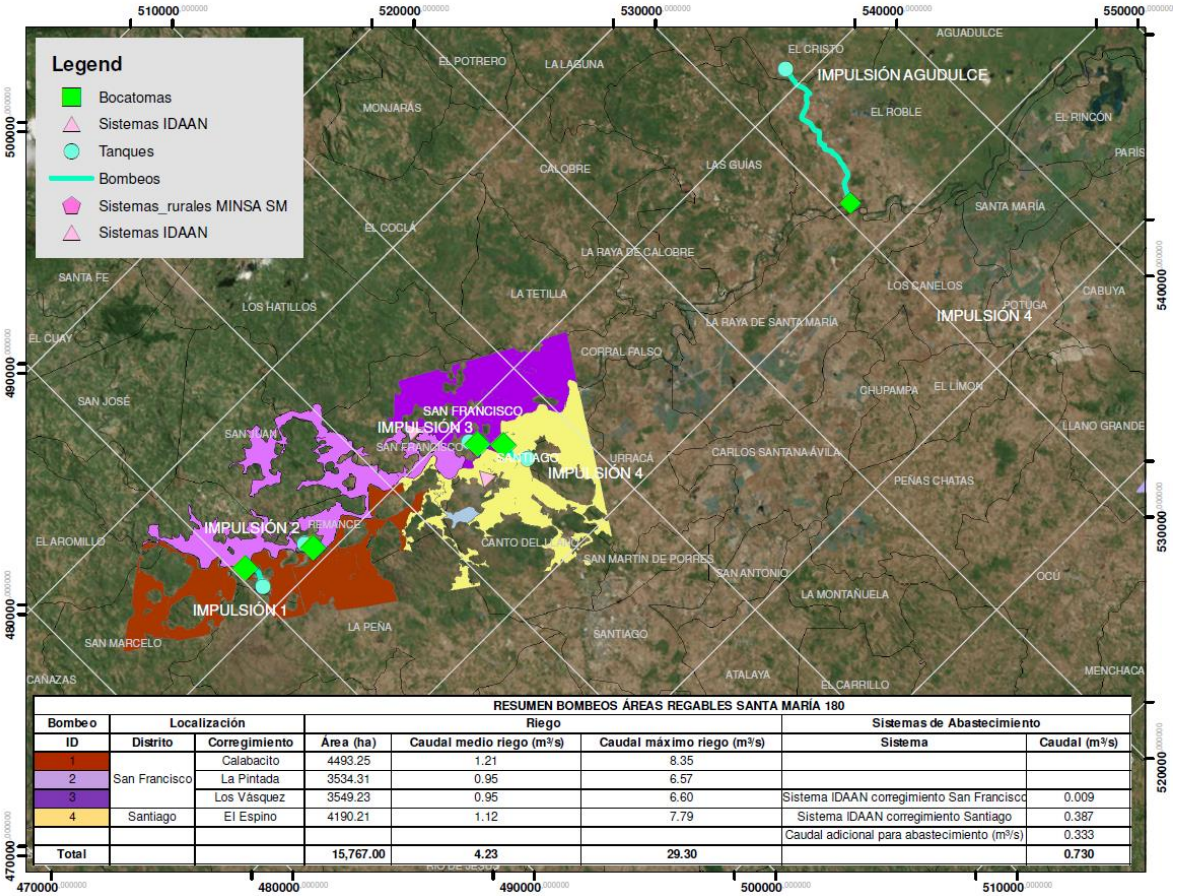
Cómo se estableció en el Estudio de Demanda (Ver informe *ESTUDIO DE DEMANDA DE AGUA AZU-ING-INF-009*) la demanda de agua para riego asciende a 4.23 m³/s, mientras que la demanda de agua para abastecimiento asciende a 0.73 m³/s. Con base en estas demandas en la modelación del sistema de recursos hídricos se obtuvo que el caudal diario descargado para atender la demanda de abastecimiento es de 0.73 m³, mientras que el caudal máximo diario descargado para atender la demanda de riego es de 30.03 m³/s. Tomando en cuenta que los caudales de diseño de los sistemas de bombeos deben proyectarse proporcionales a los sistemas de abastecimiento y a las áreas de riego que atenderán, en la Tabla 84 se presentan los caudales de diseño de los diferentes de sistemas de bombeo proyectados y en la Figura 59 se muestra la localización general de dichos sistemas.

Tabla 84. Caudales de diseño de los sistemas de bombeo

	Riego	Abastecimiento

SISTEMA DE BOMBEO	Área de servicio (ha)	Caudal de diseño (m^3/s)	Sistema de servicio	Caudal de diseño (m^3/s)
1	4,493.25	8.35	-	-
2	3,534.31	6.57	-	-
3	3,549.23	6.60	Sistema IDAAN corregimiento San Francisco	0.18
4	4,190.21	7.79	Sistema IDAAN corregimiento Santiago-	0.55
5			Sistema Aguadulce	0.53

*En el desarrollo de los diseños El Cliente solicitó incluir un sistema de bombeo para Aguadulce motivo por el el cual se incrementa la demanda de agua para abastecimiento en 0.53 m³/s.



RESUMEN BOMBEOS ÁREAS REGABLES SANTA MARÍA 180

Bombeo	Localización		Riego			Sistemas de Abastecimiento	
ID	Distrito	Corregimiento	Área (ha)	Caudal medio riego (m^3/s)	Caudal máximo riego (m^3/s)	Sistema	Caudal (m^3/s)
1	San Francisco	Calabacito	4493.25	1.21	8.35		
2		La Pintada	3534.31	0.95	6.57		
3		Los Vásquez	3549.23	0.95	6.60	Sistema IDAAN corregimiento San Francisco	0.009
4	Santiago	El Espino	4190.21	1.12	7.79	Sistema IDAAN corregimiento Santiago	0.387
						Caudal adicional para abastecimiento (m^3/s)	0.333
Total			15,767.00	4.23	29.30		0.730

Figura 59. Localización general de los sistemas de bombeo para el suministro de caudales al área de estudio

9.2.1. Sistema de bombeo Santa María 1 - riego

El Sistema de bombeo 1 se localiza sobre el río Santa María aproximadamente en la cota 90 msnm en las coordenadas 912,862.225 N, 490,908.817 E y fue proyectado con un único sistema de captación y desarenación y un sistema de bombeo con un caudal de diseño de 8.35 m³/s para atender la demanda de riego.

9.2.1.1. Presa de derivación Santa María 1

El sistema se proyectó con una presa derivadora que tiene la única función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales a través de la captación, para ser desarenadas y posteriormente bombeadas y entregadas a un tanque para la distribución en el área a abastecer.

La presa se dimensionó en función de los criterios y metodologías expuestos en el presente documento, y se localizó sobre un tramo recto del río y cuenta con un perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta.

La presa se localiza sobre un tramo recto del río, fue diseñada con un vertedero en perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta, para el paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años con un funcionamiento hidráulicamente correcto y cuenta con muros de protección de obras en la margen derecha, cuya altura fue definida para el tránsito de la creciente de 1000 años de periodo de retorno. En la Tabla 85 se presentan las características de la presa derivadora proyectada en el sitio 1.

Tabla 85. Características presa derivadora Santa María 1

Ítem (m)	Santa María 1
Q max Tr 100 (m³/s)	2400.22
Ancho vertedero	40
Longitud vertedero	16.81
Paramento	6.23
Altura para creciente de Tr 1000	10.30
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	12
Coordenada (-X) Elipse aguas arriba de la gola	1.942
Coordenada (Y) Elipse aguas arriba de la gola	1.142

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 60, en el Anexo 1, figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001, se presenta el esquema general de las captaciones y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

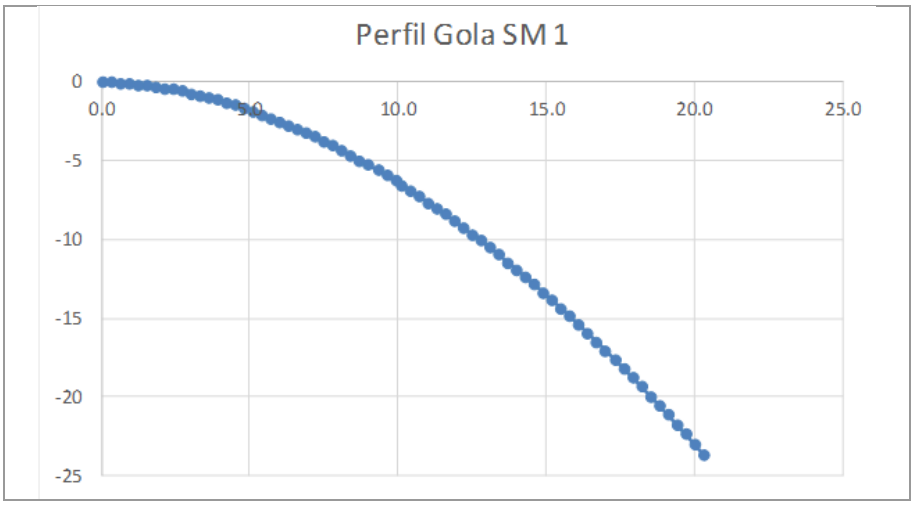


Figura 60. Perfil Gola Santa María 1

Sobre la margen derecha y anexo a la presa se localiza un canal de limpia que tiene como objetivo establecer un flujo rápido frente a la captación lateral para permitir el arrastre de los sedimentos depositados en frente de ella. El canal de limpia fue diseñado con un ancho de 5 m para que permita el paso del caudal medio del río Santa María (46.55 m³/s). En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presentan los esquemas de la captación. Las memorias y análisis realizados para definir el ancho del canal de limpia se presentan en el Anexo 2.

9.2.1.2. Captación Santa María 1

La captación se ubica frente al canal de limpia y se proyectó lateral de 3 vanos con rejillas, considerando la operación de dos de ellos y uno de respaldo y considerando un taponamiento del 50 %. Cada vano fue diseñado de 4.0 m de altura por 4.8 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (7.7 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (8.35 m³/s) más el caudal ambiental (6.98 m³/s). Cuenta con rejas conformadas por barras de 0,025 m de diámetro, separación de 0,1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (6.98 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 1.7 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de captación.

9.2.1.3. Canal de aducción Santa María 1

A partir de la estructura que se encuentra posterior a la captación se desprenden tres canales de aducción que tienen como objetivo de entregar el flujo de manera uniforme a las naves del desarenador, los cuales fueron diseñados al igual que la captación para la mitad del caudal de diseño, considerando la operación de dos de ellos mientras el restante es de respaldo.

Cada canal está conformado por tres tramos, así:

- El primer tramo con una transición para reducir el ancho del canal cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje longitudinal del mismo.
- El segundo tramo consiste en un canal rectangular, el cual gira a la izquierda para alinearse con el río y contiene una compuerta plana para el control de flujo.
- El tercer tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje de las naves del desarenador, terminando con un ancho igual al de las naves del desarenador y con una pendiente que garantice que se alcanza la profundidad necesaria para la desarenación.

Estas estructuras se proyectaron con las dimensiones mostradas en la Tabla 86 En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 86. Características canal de aducción Santa María 1

Ítem (m)	Dimensiones (m)
Q diseño (m³/s)	4.2
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	8.1
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.20
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.00
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.8
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	18.6

9.2.1.4. Desarenador Santa María 1

Usando los criterios de desarenación expuestos en el capítulo de criterios y metodologías, el desarenador fue proyectado para la retención de partículas de diámetros iguales o superiores a 0,2 mm según las recomendaciones de la literatura técnica. Fue proyectado con 3 naves o cámaras, cada una para un caudal igual a la mitad del caudal de diseño con el objetivo de permitir el funcionamiento de dos de ellas mientras la restante se encuentra en mantenimiento. A la salida de los módulos del desarenador se encuentra un vertedero, el cual entrega el flujo al tanque de succión del sistema de bombeo. Las características del desarenador se presentan en la Tabla 87.

Tabla 87. Características Desarenador Santa María 1

Ítem (m)	Dimensión (m)
Q diseño (m^3/s)	8.35
Ancho nave	9.43
Longitud nave	26.35
Profundidad útil de sedimentación	2.50

Cada nave cuenta con una tolva para la acumulación de sedimentos compuesta por un canal central de 1,0 m de ancho con pendiente del 5,8 %, localizada en la zona media, la cual tiene como objeto permitir la limpieza. El flujo es controlado por medio de una compuerta plana, seguido por una tubería de limpieza. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.1.5. Bombeo Santa María 1

El caudal proveniente del desarenador pasa al tanque de succión para el bombeo, éste se dimensionó para un tiempo de retención de 2 minutos del caudal de bombeo. Las características del tanque se presentan en la Tabla 88.

Tabla 88. Características tanque de succión Santa María 1

Ítem	Dimensión (m)
Volumen tanque (m^3)	1017.32
Longitud tanque	11.5
Ancho tanque	29.5
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	3.0

En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

El sistema de bombeo 1 en la cuenca de Santa María ha sido proyectado para atender demandas de agua para riego, de acuerdo con lo anterior se proyectó 1 unidad de bombeo independiente como se presenta en la Tabla 89 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 89. Dimensionamiento Bombeo Santa María 1

Sistema de servicio	Caudal (m^3/s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Riego 1 (4,493.25)	8.35	54.55	5.59

9.2.1.6. Impulsiones Santa María 1

1 La impulsión se proyectó para 8.35 m^3/s desde la cota 90 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 135 msnm y una altura total de bombeo de 54.55 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a 4,493.25 ha de riego. La tubería se proyectó en GRP de 1.9 m de diámetro, (PN 10), con una longitud de 1,643 m localizada en el distrito de San Francisco, en el corregimiento de Calabacito.

El alineamiento de la impulsión se proyectó maximizando el uso de las servidumbres de las vías existentes y los límites prediales con el objetivo de reducir las afectaciones. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0001, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.1.7. Tanque de carga Santa María 1

El caudal de riego, proveniente del bombeo pasa a un tanque de carga del cual se distribuirá a las zonas de riego. Dicho tanque se dimensionó para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 90.

Tabla 90. Características tanque de riego Santa María 1

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
Santa María 1	8.35	2505.0	26	26	4	2704.0

Por otra parte, siguiendo los criterios y metodologías expuestos en el presente documento, se dimensionaron las estructuras de disipación necesarias para evacuar el flujo de exceso hacia el cuerpo de agua más cercano y los desagües para efectos de limpieza y mantenimiento. En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0001 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.1.7.1. Disipador Escalonado Santa María 1

El flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. En función de los criterios y metodologías expuestos en el presente documento se hicieron los cálculos para dimensionar el disipador de cada tanque. De acuerdo con la topografía del trazado escogido para el disipador, se tienen diferentes pendientes, para las cuales se presentan los resultados, presentados en la Tabla 91.

Tabla 91. Características Disipador Tanque Santa María 1

ÍTEM	SANTA MARÍA 1			
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 2 m)			
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Largo del escalón (m)	NA	NA	3.6	16.78
Altura del escalón (m)	NA	NA	0.7	0.5
Pendiente del canal (m/m)	0.03	0.003	0.19	0.03

NA: No Aplica

Los cálculos detallados del vertedero de excesos y disipador escalonado se presentan en el Anexo 2, los planos de trabajo de los tanques se presentan en el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0001.

9.2.1.7.2. Desagüe de Tanque Santa María 1

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado. Para cada tanque se proyecta una tubería de diámetro 0.4 m. en la que se llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía correspondiente, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0001 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.2. Sistema de bombeo 2 - riego

El Sistema de bombeo 2 se localiza sobre el río Santa María aproximadamente en la cota 85 msnm en las coordenadas 911,011.261 N, 494,048.633 E y fue proyectado con un único sistema de captación y desarenación y un sistema de bombeo con un caudal de diseño de 6.57 m³/s para atender la demanda de riego.

9.2.2.1. Presa derivadora Santa María 2

El sistema se proyectó con una presa derivadora que tiene la única función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales a través de la captación, para ser desarenadas y posteriormente bombeadas y entregadas a un

tanque para la distribución en el área a abastecer. La presa se dimensionó en función de criterios y metodologías expuestos en el presente documento, y se localizó sobre un tramo recto del río. Cuenta con un perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta.

La presa se localiza sobre un tramo recto del río, fue diseñada con un vertedero en perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta, para el paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años con un funcionamiento hidráulicamente correcto y cuenta con muros de protección de obras en la margen derecha, cuya altura fue definida para el tránsito de la creciente de 1000 años de periodo de retorno. En la Tabla 92 se presentan las características de la presa derivadora proyectada en el sitio 2.

Tabla 92. Características presa derivadora Santa María 2

Ítem (m)	Santa María 2
Q max Tr 100 (m³/s)	2438.49
Ancho vertedero	36
Longitud vertedero	17.15
Paramento	6.1
Altura para creciente de Tr 1000	11.35
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	12
Coordenada (-X) Elipse aguas arriba de la gola	2.104
Coordenada (Y) Elipse aguas arriba de la gola	1.238

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 61, en el Anexo 1, figuras figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0002, se presenta el esquema general de las captaciones y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

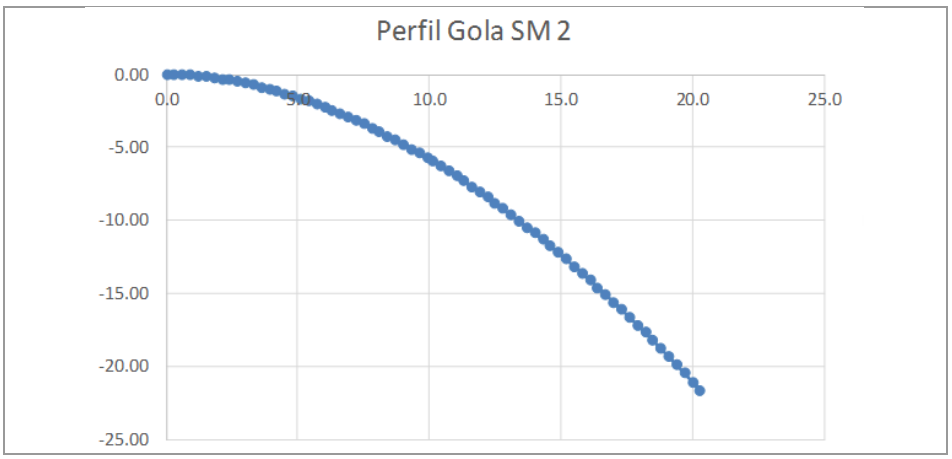


Figura 61. Perfil Gola Santa María 2

Sobre la margen izquierda y anexo a la presa se localiza un canal de limpia que tiene como objetivo establecer un flujo rápido frente a la captación lateral para permitir el arrastre de los sedimentos depositados en frente de ella. El canal de limpia fue diseñado con un ancho de 5 m para que permita el paso del caudal medio del río Santa María (47.78 m³/s). En el Anexo 1, figura figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presentan los esquemas de la captación. Las memorias y análisis realizados para definir el ancho del canal de limpia se presentan en el Anexo 2.

9.2.2.2. Captación Santa María 2

La captación se ubica frente al canal de limpia y se proyectó lateral de 3 vanos con rejillas, considerando la operación de dos de ellos y uno de respaldo y considerando un taponamiento del 50 %. Cada vano fue diseñado de 3.8 m de altura por 4.6 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (6.9 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (6.57 m³/s) más el caudal ambiental (7.17 m³/s). Cuenta con rejas conformadas por barras de 0,025 m de diámetro,

separación de 0,1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (7.17 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 1.7 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de captación.

9.2.2.3. Canal de aducción Santa María 2

A partir de la estructura que se encuentra posterior a la captación se desprenden tres canales de aducción que tienen como objetivo de entregar el flujo de manera uniforme a las naves del desarenador, los cuales fueron diseñados al igual que la captación para la mitad del caudal de diseño, considerando la operación de dos de ellos mientras el restante es de respaldo.

Cada canal está conformado por tres tramos, así:

- El primer tramo con una transición para reducir el ancho del canal cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje longitudinal del mismo.
- El segundo tramo consiste en un canal rectangular, el cual gira a la izquierda para alinearse con el río y contiene una compuerta plana para el control de flujo.
- El tercer tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje de las naves del desarenador, terminando con un ancho igual al de las naves del desarenador y con una pendiente que garantice que se alcanza la profundidad necesaria para la desarenación.

Estas estructuras se proyectaron con las dimensiones mostradas en la Tabla 93. En el Anexo 1, figura figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 93. Características canal de aducción Santa María 2

Ítem (m)	Dimensiones (m)
Q diseño (m³/s)	3.3
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	8.1
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.00
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.00
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	16.8

9.2.2.4. Desarenador Santa María 2

Usando los criterios de desarenación expuestos en el capítulo de criterios y metodologías, el desarenador fue proyectado para la retención de partículas de diámetros iguales o superiores a 0,2 mm según las recomendaciones de la literatura técnica. Fue proyectado con 3 naves o cámaras, cada una para un caudal igual a la mitad del caudal de diseño con el objetivo de permitir el funcionamiento de dos de ellas mientras la restante se encuentra en mantenimiento. A la salida de los módulos del desarenador se encuentra un vertedero, el cual entrega el flujo al tanque de succión del sistema de bombeo. Las características del desarenador se presentan en la Tabla 94.

Tabla 94. Características Desarenador Santa María 2

Ítem (m)	Dimensión (m)
Q diseño (m³/s)	6.57
Ancho nave	8.43
Longitud nave	23.19
Profundidad útil de sedimentación	2.20

Cada nave cuenta con una tolva para la acumulación de sedimentos compuesta por un canal central de 1,0 m de ancho con pendiente del 5,8 %, localizada en la zona media, la cual tiene como objeto permitir la limpieza. El flujo es controlado por medio de una compuerta plana, seguido por una tubería de limpieza. En el Anexo 1, figura figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.2.5. Bombeo Santa María 2

El caudal proveniente del desarenador pasa al tanque de succión para el bombeo, éste se dimensionó para un tiempo de retención de 2 minutos del caudal de bombeo. Las características de los tanques se presentan en la Tabla 95.

Tabla 95. Características tanque de succión Santa María 2

Ítem	Dimensión (m)
Volumen tanque (m^3)	790.58
Longitud tanque	11.5
Ancho tanque	26.5
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	2.6

En el Anexo 1, figura figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

El sistema de bombeo 2 en la cuenca de Santa María ha sido proyectado para atender demandas de agua para riego, de acuerdo con lo anterior se proyectó 1 unidad de bombeo independiente como se presenta en la Tabla 96 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 96. Dimensionamiento Bombeos Santa María 2

Sistema de servicio	Caudal (m^3/s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Riego 2 (3,534.3)	6.57	53.81	4.33

9.2.2.6. Impulsiones Santa María 2

1

La impulsión se proyectó para 6.57 m^3/s desde la cota 85 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 132 msnm y una altura total de bombeo de 53.81 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a 3,534.31 ha de riego. La tubería se proyectó en GRP de 1.5 m de diámetro, (PN 10), con una longitud de 349 m localizada en el distrito de San Francisco, en el corregimiento de La Pintada.

El alineamiento de la impulsión se proyectó maximizando el uso de las servidumbres de las vías existentes y los límites prediales con el objetivo de reducir las afectaciones.

En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0002, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.2.7. Tanque de carga Santa María 2

El caudal de riego, proveniente del bombeo pasa a un tanque de carga del cual se distribuirá a las zonas de riego. Dicho tanque se dimensiona para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 97.

Tabla 97. Características tanque de riego Santa María 2

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
Santa María 2	6.57	1971.0	23	23	4	2116.0

Por otra parte se dimensionaron las estructuras de disipación necesarias para evacuar el flujo de exceso hacia el cuerpo de agua más cercano y los desagües para efectos de limpieza y mantenimiento.
En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0002 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.2.7.1. Disipador Escalonado Santa María 2

El flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. En función de los criterios y metodologías establecidos, se hicieron los cálculos para dimensionar el disipador de cada tanque. De acuerdo con la topografía del trazado escogido para el disipador, se tienen diferentes pendientes, para las cuales se presentan los resultados, presentados en la Tabla 98.

Tabla 98. Características Disipador Tanque Santa María 2

ÍTEM	SANTA MARÍA 2	
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 2 m)	
	Tramo 1	Tramo 2
Largo del escalón (m)	3.2	NA
Altura del escalón (m)	0.6	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.19	0.02

Los cálculos detallados de canal colector, vertedero de excesos y disipador escalonado se presentan en el Anexo 2, los planos de trabajo de los tanques se presentan en el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0002.

9.2.2.7.2. Desagüe de Tanque

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el capítulo de criterios y metodologías. Para cada tanque se proyectó una tubería de diámetro 0.4 m. en la que se llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía correspondiente, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0002 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3. Sistema de bombeo 3 – riego y abastecimiento

El Sistema de bombeo 3 se localiza sobre el río Santa María aproximadamente en la cota 55 msnm en las coordenadas 908,279.042 N, 505,501.406 E y fue proyectado con un único sistema de captación, desarenación, pero con 2 sistemas de bombeo, uno de ellos con un caudal de diseño de 6.6 m³/s para atender la demanda de riego y un segundo sistema de bombeo con caudal de diseño de 0.18 m³/s para atender la demanda de abastecimiento del sistema IDAAN San Francisco.

9.2.3.1. Presa derivadora Santa María 3

El sistema se proyectó con una presa derivadora que tiene la única función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales a través de la captación, para ser desarenadas y posteriormente bombeadas y entregadas a un tanque para la distribución en el área a abastecer.

La presa se dimensionó en función de los criterios y metodologías expuestos en el presente documento, y se localizó sobre un tramo recto del río. Cuenta con un perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta.

La presa se localiza sobre un tramo recto del río, fue diseñada con un vertedero en perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta, para el paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años con un funcionamiento hidráulicamente correcto y cuenta con muros de protección de obras en la margen derecha, cuya altura fue definida para el tránsito de la creciente de 1000 años de periodo de retorno. En la Tabla 99 se presentan las características de la presa derivadora proyectada en el sitio 3.

Tabla 99. Características presas derivadora Santa María 3

Ítem (m)	Santa María 3
Q max Tr 100 (m³/s)	3509.65
Ancho vertedero	60
Longitud vertedero	17.52
Paramento	6.91
Altura para creciente de Tr 1000	10.23
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	12
Coordenada (-X) Elipse aguas arriba de la gola	1.948
Coordenada (Y) Elipse aguas arriba de la gola	1.149

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 62, en el Anexo 1, figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003, se presenta el esquema general de los sistemas de bombeo y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

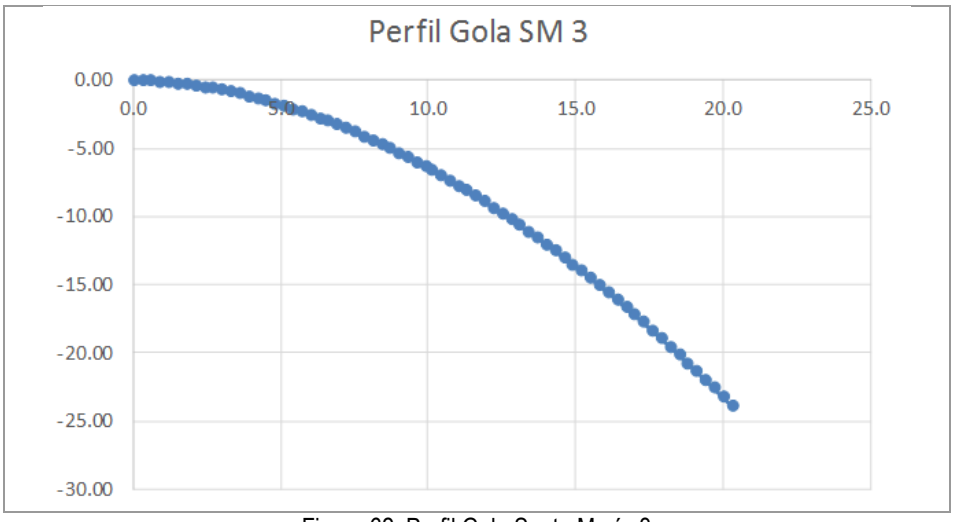


Figura 62. Perfil Gola Santa María 3

Sobre la margen izquierda y anexo a la presa se localiza un canal de limpia el cual tienen como objetivo establecer un flujo rápido frente a la captación lateral para permitir el arrastre de los sedimentos depositados en frente de ella. El canal de limpia fue diseñado con un ancho de 5 m para que permita el paso del caudal medio del río Santa María (85.88 m³/s). En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presentan los esquemas de la captación. Las memorias y análisis realizados para definir el ancho del canal de limpia se presentan en el Anexo 2.

9.2.3.2. Captación Santa María 3

La captación se ubica frente al canal de limpia y se proyectó lateral de 3 vanos con rejillas, considerando la operación de dos de ellos y uno de respaldo y considerando un taponamiento del 50 %. Cada vano fue diseñado de 4.53 m de altura por 5.5 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (9.8 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (6.78 m³/s) más el caudal ambiental (12.88 m³/s). Cuenta con rejas conformadas por barras de 0,025 m de diámetro, separación de 0,1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (12.88 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 2.1 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de captación.

9.2.3.3. Canal de aducción Santa María 3

A partir de la estructura que se encuentra posterior a la captación se desprenden tres canales de aducción que tienen como objetivo de entregar el flujo de manera uniforme a las naves del desarenador, los cuales fueron diseñados al igual que la captación para la mitad del caudal de diseño, considerando la operación de dos de ellos mientras el restante es de respaldo.

Cada canal está conformado por tres tramos, así:

- El primer tramo con una transición para reducir el ancho del canal cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje longitudinal del mismo.
- El segundo tramo consiste en un canal rectangular, el cual gira a la izquierda para alinearse con el río y contiene una compuerta plana para el control de flujo.
- El tercer tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje de las naves del desarenador, terminando con un ancho igual al de las naves del desarenador y con una pendiente que garantice que se alcanza la profundidad necesaria para la desarenación.

Estas estructuras se proyectaron con las dimensiones mostradas en la Tabla 100. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 100. Características canal de aducción Santa María 3

Ítem (m)	Dimensiones (m)
Q diseño (m³/s)	3.4
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	10.1
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.00
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.00
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	16.5

9.2.3.4. Desarenador Santa María 3

Usando los criterios de desarenación expuestos en el capítulo de criterios y metodologías, el desarenador fue proyectado para la retención de partículas de diámetros iguales o superiores a 0,2 mm según las recomendaciones de la literatura técnica. Fue proyectado con 3 naves o cámaras, cada una para un caudal igual a la mitad del caudal de diseño con el objetivo de permitir el funcionamiento de dos de ellas mientras la restante se encuentra en mantenimiento. A la salida de los módulos del desarenador se encuentra un vertedero, el cual entrega el flujo al tanque de succión del sistema de bombeo. Las características del desarenador se presentan en la Tabla 101.

Tabla 101. Características Desarenador Santa María 3

Ítem (m)	Dimensión (m)
Q diseño (m^3/s)	6.78
Ancho nave	8.32
Longitud nave	24.25
Profundidad útil de sedimentación	2.30

Cada nave cuenta con una tolva para la acumulación de sedimentos compuesta por un canal central de 1,0 m de ancho con pendiente del 5,8 %, localizada en la zona media, la cual tiene como objeto permitir la limpieza. El flujo es controlado por medio de una compuerta plana, seguido por una tubería de limpieza. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3.5. Bombeo Santa María 3

El caudal proveniente del desarenador pasa al tanque de succión para el bombeo, éste se dimensionó para un tiempo de retención de 2 minutos del caudal de bombeo. Las características de los tanques se presentan en la Tabla 102.

Tabla 102. Características tanque de succión Santa María 3

Ítem	Dimensión (m)
Volumen tanque (m^3)	815.60
Longitud tanque	11.5
Ancho tanque	26.2
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	2.7

En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

El sistema de bombeo 3 en la cuenca de Santa María ha sido proyectado para atender demandas de agua para riego y abastecimiento. De acuerdo con lo anterior se proyectaron 2 unidades de bombeo independientes entre sí como se presenta en la Tabla 103 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 103. Dimensionamiento Bombeos Santa María 3

Sistema de servicio	Caudal de diseño (m^3/s)	Altura de bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Sistema IDAAN corregimiento San Francisco	0.18	52.87	0.12
Riego 3 (3,549.2)	6.60	53.81	4.35

9.2.3.6. Impulsiones Santa María 3

En el sitio identificado con el número 3 se proyectaron dos impulsiones, una para demanda de riego y otra para abastecimiento de sistemas de acueducto, ver (Tabla 103).

9.2.3.6.1. Impulsión 3 – Para Riego

1

La impulsión se proyectó para 6.60 m^3/s desde la cota 55 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 100 msnm y una altura total de bombeo de 53.81 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a 3549.23 ha de

riego. La tubería se proyectó en GRP de 1.5 m de diámetro, (PN 10), con una longitud de 730 m localizada en el distrito de San Francisco, en el corregimiento de Los Vásquez.

El alineamiento de la impulsión se proyectó maximizando el uso de las servidumbres de las vías existentes y los límites prediales con el objetivo de reducir las afectaciones. En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0003, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3.6.2. Impulsión 3 – Para Abastecimiento

Paralelo a la impulsión 3 para riego se proyectó la impulsión 3 para abastecimiento, siguiendo el lineamiento del cliente de contar con sistemas de independientes. La impulsión se proyectó para 0.18 m³/s desde la cota 55 msnm hasta la cota 100 msnm y una altura total de bombeo de 52.87 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a los sistemas IDAAN del corregimiento San Francisco. La tubería se proyectó en PEAD de 0.4 m de diámetro (PN 10), con una longitud de 730 m, localizada en el distrito de San Francisco, en el corregimiento de Los Vásquez.

El alineamiento de la impulsión se proyectó maximizando el uso de las servidumbres de las vías existentes y los límites prediales con el objetivo de reducir las afectaciones. En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0003, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3.7. Tanques de carga Santa María 3

El caudal de riego, proveniente del bombeo pasa a un tanque de carga del cual se distribuirá a las zonas de riego, igualmente, cuando se trata del caudal de abastecimiento, éste llegará a un tanque adosado al de riego, desde el cual se distribuirá a los sistemas de acueducto (los cuales son alcance de diseño del presente estudio). Dichos tanques se dimensionaron para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 104.

Tabla 104. Características tanque de riego Santa María 3

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
Santa María 3	6.6	1980.0	23	23	4	2116.0

Para abastecimiento se proyectó un tanque independiente, cuyas características se presentan en la Tabla 105.

Tabla 105. Características tanque de abastecimiento Santa María 3

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
Santa María 3	0.18	54.0	3	23	4	276.0

Por otra parte, siguiendo los criterios y metodologías expuestas en el presente documento, se dimensionaron las estructuras de disipación necesarias para evacuar el flujo de exceso hacia el cuerpo de agua más cercano y los desagües para efectos de limpieza y mantenimiento.

En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0003, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3.7.1. Disipador Escalonado Santa María 3

El flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. En función de los criterios establecidos en el capítulo criterios y metodologías, se hicieron los cálculos para dimensionar el disipador de cada tanque. De acuerdo con la topografía del trazado escogido para el disipador, se tienen diferentes pendientes, para las cuales se presentan los resultados, presentados en la Tabla 106.

Tabla 106. Características Disipador Tanque Santa María 3

ÍTEM	SANTA MARÍA 3		
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 2 m)		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Largo del escalón (m)	NA	2.26	NA
Altura del escalón (m)	NA	0.7	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.01	0.31	0.02

Nota: los tanques de riego y abastecimiento ubicados en el sitio 3 compartirán el mismo disipador de excesos.

Los cálculos detallados del vertedero de excesos y disipador escalonado se presentan en el Anexo 2, los planos de trabajo de los tanques se presentan en el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0003.

9.2.3.7.2. Desagüe de Tanque Santa María 3

Se dimensionó una tubería de desagüe de diámetro 0.4 m para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, en función de los criterios y metodologías expuestos en el presente documento. Para cada tanque se proyectó una tubería en la que se llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía correspondiente, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0003 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4. Sistema de bombeo 4 – riego y abastecimiento

El Sistema de bombeo 4 se localiza sobre el río Santa María aproximadamente en la cota 45 msnm en las coordenadas 907,240.955 N, 506,379.996 E y fue proyectado con un único sistema de captación, desarenación, pero con 2 sistemas de bombeo, uno de ellos con un caudal de diseño de 7.79 m³/s para atender la demanda de riego y un segundo sistema de bombeo con caudal de diseño de 0.55 m³/s para atender la demanda de abastecimiento del sistema IDAAN Santiago.

9.2.4.1. Presa derivadora Santa María 4

El sistema se proyectó con una presa derivadora que tiene la única función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales a través de la captación, para ser desarenadas y posteriormente bombeadas y entregadas a un tanque para la distribución en el área a abastecer.

La presa se dimensionó en función de los criterios y metodologías expuestos en el presente documento, y se localizó sobre un tramo recto del río. Cuenta con un perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta.

La presa se localiza sobre un tramo recto del río, fue diseñada con un vertedero en perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta, para el paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años con un funcionamiento hidráulicamente correcto y cuenta con muros de protección de obras en la margen derecha, cuya altura fue definida para el tránsito de la creciente de 1000 años de periodo de retorno. En la Tabla 107 se presentan las características de la presa derivadora proyectada en el sitio 4.

Tabla 107. Características presas derivadora Santa María 4

Ítem (m)	Santa María 4
Q max Tr 100 (m³/s)	3518.54
Ancho vertedero	40
Longitud vertedero	19.14
Paramento	7.04
Altura para creciente de Tr 1000	13.14

Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	12
Coordenada (-X) Elipse aguas arriba de la gola	2.443
Coordenada (Y) Elipse aguas arriba de la gola	1.437

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 63, en el Anexo 1, figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003, se presenta el esquema general de los sistemas de bombeo y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

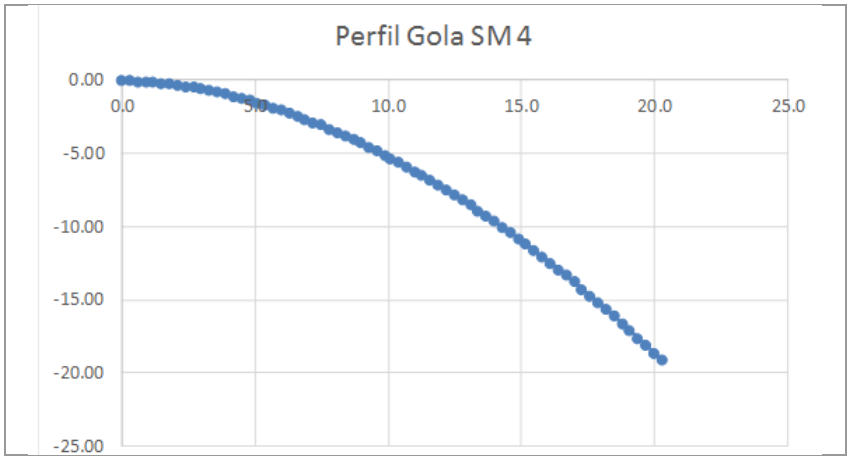


Figura 63. Perfil Gola Santa María 4

Sobre la margen derecha y anexo a la presa se localiza un canal de limpia el cual tienen como objetivo establecer un flujo rápido frente a la captación lateral para permitir el arrastre de los sedimentos depositados en frente de ella. El canal de limpia fue diseñado con un ancho de 5 m para que permita el paso del caudal medio del río Santa María (86.03 m³/s). En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presentan los esquemas de la captación. Las memorias y análisis realizados para definir el ancho del canal de limpia se presentan en el Anexo 2.

9.2.4.2. Captación Santa María 4

La captación se ubica frente al canal de limpia y se proyectó lateral de 3 vanos con rejillas, considerando la operación de dos de ellos y uno de respaldo y considerando un taponamiento del 50 %. Cada vano fue diseñado de 4.7 m de altura por 5.7 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (10.6 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (8.34 m³/s) más el caudal ambiental (12.9 m³/s). Cuenta con rejas conformadas por barras de 0,025 m de diámetro, separación de 0,1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (12.9 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 2.1 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de captación.

9.2.4.3. Canal de aducción Santa María 4

A partir de la estructura que se encuentra posterior a la captación se desprenden tres canales de aducción que tienen como objetivo de entregar el flujo de manera uniforme a las naves del desarenador, los cuales fueron diseñados al igual que la captación para la mitad del caudal de diseño, considerando la operación de dos de ellos mientras el restante es de respaldo.

Cada canal está conformado por tres tramos, así:

- El primer tramo con una transición para reducir el ancho del canal cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje longitudinal del mismo.
- El segundo tramo consiste en un canal rectangular, el cual gira a la izquierda para alinearse con el río y contiene una compuerta plana para el control de flujo.
- El tercer tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje de las naves del desarenador, terminando con un ancho igual al de las naves del desarenador y con una pendiente que garantice que se alcanza la profundidad necesaria para la desarenación.

Estas estructuras se proyectaron con las dimensiones mostradas en la Tabla 108. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 108. Características canal de aducción Santa María 4

Ítem (m)	Dimensiones (m)
Q diseño (m³/s)	4.2
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	10.1
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.20
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.00
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.8
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	18.5

9.2.4.4. Desarenador Santa María 4

Usando los criterios de desarenación expuestos el capítulo de criterios y metodologías, el desarenador fue proyectado para la retención de partículas de diámetros iguales o superiores a 0,2 mm según las recomendaciones de la literatura técnica. Fue proyectado con 3 naves o cámaras, cada una para un caudal igual a la mitad del caudal de diseño con el objetivo de permitir el funcionamiento de dos de ellas mientras la restante se encuentra en mantenimiento. A la salida de los módulos del desarenador se encuentra un vertedero, el cual entrega el flujo al tanque de succión del sistema de bombeo. Las características del desarenador se presentan en la Tabla 109.

Tabla 109. Características Desarenador Santa María 4

Ítem (m)	Dimensión (m)
Q diseño (m³/s)	8.34
Ancho nave	9.42
Longitud nave	26.35
Profundidad útil de sedimentación	2.50

Cada nave cuenta con una tolva para la acumulación de sedimentos compuesta por un canal central de 1,0 m de ancho con pendiente del 5,8 %, localizada en la zona media, la cual tiene como objeto permitir la limpieza. El flujo es controlado por medio de una compuerta plana, seguido por una tubería de limpieza. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4.5. Bombeo Santa María 4

El caudal proveniente del desarenador pasa al tanque de succión para el bombeo, éste se dimensionó para un tiempo de retención de 2 minutos del caudal de bombeo. Las características de los tanques se presentan en la Tabla 110.

Tabla 110. Características tanque de succión Santa María 4

Ítem	Dimensión (m)
Volumen tanque (m³)	1003.42
Longitud tanque	11.7
Ancho tanque	29.5
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	2.9

En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

El sistema de bombeo 4 en la cuenca de Santa María ha sido proyectado para atender demandas de agua para riego y abastecimiento. De acuerdo con lo anterior se proyectaron 2 unidades de bombeo independientes entre sí como se presenta en la Tabla 111 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 111. Dimensionamiento Bombeos Santa María 4

Sistema de servicio	Caudal de diseño (m³/s)	Altura de bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Sistema IDAAN corregimiento Santiago	0.55	54.08	0.36
Riego 4 (4,190.21)	7.79	54.31	5.19

9.2.4.6. Impulsiones Santa María 4

En el sitio identificado con el número 4 se proyectaron dos impulsiones, una para demanda de riego y otra para abastecimiento de sistemas de acueducto, ver (Tabla 111).

9.2.4.6.1. Impulsión 4 Riego

La impulsión se proyectó para 7.79 m³/s desde la cota 45 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 90 msnm y una altura total de bombeo de 54.31 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a 4190.21 ha de riego. La tubería se proyectó en GRP de 1.9 m de diámetro, (PN 10), con una longitud de 1730 m localizada en el distrito de Santiago, en el corregimiento El Espino.

El alineamiento de la impulsión se proyectó maximizando el uso de las servidumbres de las vías existentes y los límites prediales con el objetivo de reducir las afectaciones.

En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0004, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4.6.2. Impulsión 4 Abastecimiento

Paralelo a la impulsión 4 para riego se proyectó la impulsión 4 para abastecimiento, siguiendo el lineamiento del cliente de contar con sistemas de independientes. La impulsión se proyectó para 0.56 m³/s desde la cota 45 msnm hasta la cota 90 msnm y una altura total de bombeo de 54.08 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a los sistemas IDAAN del corregimiento Santiago. La tubería se proyectó en GRP de 0.7 m de diámetro (PN 10), con una longitud de 1730 m, localizada en el distrito Santiago, en el corregimiento de El Espino.

El alineamiento de la impulsión se proyectó maximizando el uso de las servidumbres de las vías existentes y los límites prediales con el objetivo de reducir las afectaciones.

En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0004, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4.7. Tanques de carga Santa María 4

El caudal de riego, proveniente del bombeo pasa a un tanque de carga del cual se distribuirá a las zonas de riego, igualmente, cuando se trata del caudal de abastecimiento, éste llegará a un tanque adosado al de riego, desde el cual se distribuirá a los sistemas de acueducto (los cuales son alcance de diseño del presente estudio). Dichos tanques se dimensionaron para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 112.

Tabla 112. Características tanque de riego Santa María 4

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
Santa María 4	7.79	2337.0	25	25	4	2500.0

Para abastecimiento se proyectó un tanque independiente, cuyas características se presentan en la Tabla 113.

Tabla 113. Características tanque de abastecimiento Santa María 4

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
Santa María 4	0.55	165.0	3	25	4	300.0

Por otra parte, siguiendo los criterios y metodologías expuestas en el presente documento, se dimensionaron las estructuras de disipación necesarias para evacuar el flujo de exceso hacía el cuerpo de agua más cercano y los desagües para efectos de limpieza y mantenimiento.

En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0004, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4.7.1. Disipador Escalonado Santa María 4

El flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. En función de los criterios y metodologías expuestos en el presente documento, se hicieron los cálculos para dimensionar el disipador de cada tanque. De acuerdo con la topografía del trazado escogido para cada disipador, se tienen diferentes pendientes, para las cuales se presentan los resultados, presentados en la Tabla 114.

Tabla 114. Características Disipador Tanque Santa María 4

ÍTEM	SANTA MARÍA 4		
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 2 m)		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Largo del escalón (m)	2.1	3.71	NA
Altura del escalón (m)	0.8	0.7	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.38	0.19	0.004

Nota: los tanques de riego y abastecimiento ubicados en el sitio 4 compartirán el mismo disipador de excesos.

Los cálculos detallados de canal colector, vertedero de excesos y disipador escalonado se presentan en el Anexo 2, los planos de trabajo de los tanques se presentan en el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0004.

9.2.4.7.2. Desagüe de Tanque Santa María 4

Se dimensionó una tubería de desagüe de diámetro 0.4 m para cada tanque, en función del caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el capítulo de criterios y metodologías. En la misma se llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía correspondiente, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0004, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.5. Sistema de bombeo Aguadulce - abastecimiento

El Sistema de bombeo Aguadulce se localiza sobre el río Santa María aproximadamente en la cota 15 msnm en las coordenadas 902,918.793 N, 530,688.773 E y fue proyectado con un único sistema de captación, desarenación y un sistema de bombeo con un caudal de diseño de 0.53 m³/s para atender la demanda de abastecimiento del sistema Aguadulce.

9.2.5.1. Presa derivadora Santa María Aguadulce

El sistema se proyectó con una presa derivadora que tiene la única función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales a través de la captación, para ser desarenadas y posteriormente bombeadas y entregadas a un tanque para la distribución en el área a abastecer.

La presa se localiza sobre un tramo recto del río, fue diseñada con un vertedero en perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta, para el paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años con un funcionamiento hidráulicamente correcto y cuenta con muros de protección de obras en la margen derecha, cuya altura fue definida para el tránsito de la creciente de 1000 años de periodo de retorno. En la Tabla 115 se presentan las características de las presas derivadoras proyectadas en el sitio 5.

Tabla 115. Características presas derivadora Santa María Aguadulce

Ítem (m)	Santa María Aguadulce
Q max Tr 100 (m³/s)	3518.54
Ancho vertedero	40
Longitud vertedero	19.14
Paramento	7.04
Altura para creciente de Tr 1000	13.14
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	12
Coordenada (-X) Elipse aguas arriba de la gola	2.443
Coordenada (Y) Elipse aguas arriba de la gola	1.437

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 64, en el Anexo 1, figuras AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001, se presenta el esquema general de los sistemas de bombeo y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

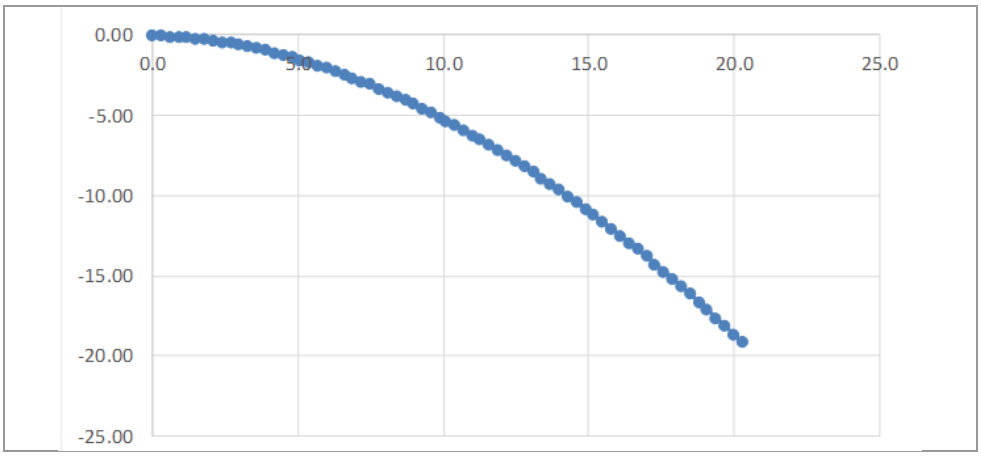


Figura 64. Perfil Gola Santa María Aguadulce

Sobre la margen derecha y anexo a la presa se localiza un canal de limpia el cual tienen como objetivo establecer un flujo rápido frente a la captación lateral para permitir el arrastre de los sedimentos depositados en frente de ella. El canal de limpia fue diseñado con un ancho de 5 m para que permita el paso del caudal medio del río Santa María (135.44 m³/s). En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presentan los esquemas de la captación. Las memorias y análisis realizados para definir el ancho del canal de limpia se presentan en el Anexo 2.

9.2.5.2. Captación Santa María Aguadulce

La captación se ubica frente al canal de limpia y se proyectó lateral de 3 vanos con rejillas, considerando la operación de dos de ellos y uno de respaldo y considerando un taponamiento del 50 %. Cada vano fue diseñado de 3.74 m de altura por 4.5 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (6.7 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (0.53 m³/s) más el caudal ambiental (12.9 m³/s). Cuenta con rejas conformadas por barras de 0,025 m de diámetro, separación de 0,1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (12.9 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 2.1 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de captación.

9.2.5.3. Canal de aducción Santa María Aguadulce

A partir de la estructura que se encuentra posterior a la captación se desprenden tres canales de aducción que tienen como objetivo de entregar el flujo de manera uniforme a las naves del desarenador, los cuales fueron diseñados al igual que la captación para la mitad del caudal de diseño, considerando la operación de dos de ellos mientras el restante es de respaldo.

Cada canal está conformado por tres tramos, así:

- El primer tramo con una transición para reducir el ancho del canal cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje longitudinal del mismo.
- El segundo tramo consiste en un canal rectangular, el cual gira a la izquierda para alinearse con el río y contiene una compuerta plana para el control de flujo.
- El tercer tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje de las naves del desarenador, terminando con un ancho igual al de las naves del desarenador y con una pendiente que garantice que se alcanza la profundidad necesaria para la desarenación.

Estas estructuras se proyectaron con las dimensiones mostradas en la Tabla 116. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 116. Características canal de aducción Santa María Aguadulce

Ítem (m)	Dimensiones (m)
Q diseño (m^3/s)	0.3
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	10.6
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.00
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.00
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	19.0

9.2.5.4. Desarenador Santa María Aguadulce

Usando los criterios de desarenación expuestos en el capítulo de criterios y metodologías, el desarenador fue proyectado para la retención de partículas de diámetros iguales o superiores a 0,2 mm según las recomendaciones de la literatura técnica. Fue proyectado con 3 naves o cámaras, cada una para un caudal igual a la mitad del caudal de diseño con el objetivo de permitir el funcionamiento de dos de ellas mientras la restante se encuentra en mantenimiento. A la salida de los módulos del desarenador se encuentra un vertedero, el cual entrega el flujo al tanque de succión del sistema de bombeo. Las características del desarenador se presentan en la Tabla 117.

Tabla 117. Características Desarenador Aguadulce

Ítem (m)	Dimensión (m)
Q diseño (m^3/s)	0.53
Ancho nave	1.00
Longitud nave	15.81
Profundidad útil de sedimentación	1.50

Cada nave cuenta con una tolva para la acumulación de sedimentos compuesta por un canal central de 1,0 m de ancho con pendiente del 5,8 %, localizada en la zona media, la cual tiene como objeto permitir la limpieza. El flujo es controlado por medio de una compuerta plana, seguido por una tubería de limpieza. En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.5.5. Bombeo Santa María Aguadulce

El caudal proveniente del desarenador pasa al tanque de succión para el bombeo, éste se dimensionó para un tiempo de retención de 2 minutos del caudal de bombeo. Las características de los tanques se presentan en la Tabla 118.

Tabla 118. Características tanque de succión Santa María Aguadulce

Ítem	Aguadulce
Volumen tanque (m^3)	78.36
Longitud tanque	9.3
Ancho tanque	4.2
Longitud zona de succión	2.1
Altura zona de succión	3.0
Altura volumen útil	2.0

En el Anexo 1, figura AZUSM-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

El sistema de bombeo 1 en la cuenca de Santa María ha sido proyectado para atender demandas de agua para riego, de acuerdo con lo anterior se proyectó 1 unidad de bombeo independiente como se presenta en la Tabla 119 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 119. Dimensionamiento Bombeo Santa María Aguadulce

Sistema de servicio	Caudal de diseño (m³/s)	Altura de bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Sistema Aguadulce	0.53	134.27	0.87

9.2.5.6. Impulsiones Santa María Aguadulce

Por solicitud del Cliente se agrega al diseño un sistema de captación y bombeo para una PTAP proyectada en el sector de Aguadulce, la impulsión se proyectó para 0.53 m³/s a un tanque para abastecimiento de sistemas de acueducto existentes. El caudal se impulsa desde la cota 15 msnm hasta la cota 130 msnm y una altura total de bombeo de 134.27 m. La tubería se proyectó en GRP de 0.8 m de diámetro, (PN 20), con una longitud de 10,300 m.

El alineamiento de la impulsión se proyectó maximizando el uso de las servidumbres de las vías existentes y los límites prediales con el objetivo de reducir las afectaciones. En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0005, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.5.7. Tanque de carga Santa María Aguadulce

El caudal de abastecimiento, proveniente del bombeo pasa a un tanque de carga del cual se distribuirá a la PTAP proyectada en el sector de Aguadulce. Dicho tanque se dimensionó para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 120.

Tabla 120. Características tanques de abastecimiento

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
SM_Aguadulce	0.53	159.0	10	10	1.6	160.0

Por otra parte, siguiendo los criterios y metodologías expuestas, se dimensionaron las estructuras de disipación necesarias para evacuar el flujo de exceso hacía el cuerpo de agua más cercano y los desagües para efectos de limpieza y mantenimiento.

En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0005 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.5.7.1. Disipador Escalonado Aguadulce

El flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. En función de criterios y metodologías expuestos en el presente documento, se hicieron los cálculos para dimensionar el disipador de cada tanque. De acuerdo con la topografía del trazado escogido para el disipador, se tienen diferentes pendientes, para las cuales se presentan los resultados, presentados en la Tabla 121.

Tabla 121. Características Disipadores Tanques Santa María Aguadulce

ÍTEM	SANTA MARÍA AGUADULCE				
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 1 m)				
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5
Largo del escalón (m)	0.76	1.16	NA	2.08	5.06
Altura del escalón (m)	0.3	0.28	NA	0.24	0.2
Pendiente del canal (m/m)	0.39	0.24	0.005	0.12	0.04

Los cálculos detallados del canal colector, vertedero de excesos y disipador escalonado se presentan en el Anexo 2, los planos de trabajo de los tanques se presentan en el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0005.

9.2.5.7.2. Desagüe de Tanque Aguadulce

Se dimensionó una tubería de desagüe de diámetro 0.4 m para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, en función de los criterios y metodologías expuestos en el presente documento. En la misma se llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía correspondiente, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

En el Anexo 1 figura AZUSM-PG-J-PGEN-04-0005 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.6. Distribución caudal de abastecimiento desde Aguadulce

Para la distribución proyectada desde el sector Aguadulce, desde el tanque proyectado en este sector se hará la distribución por gravedad del caudal de abastecimiento que llega al tanque, dicho caudal es de 0.53 m³/s y se distribuirá desde el sector mencionado hasta tres puntos de entrega en los sistemas de acueducto de los corregimientos Llano Sánchez, Capellanía y Llano Bonito, en el recorrido entre la salida y los puntos de entrega se repartirán caudales a los poblados presentados en la Tabla 122.

Tabla 122. Comunidades beneficiadas Distribución tanque 2A entre salida y entrega

Población	Caudal por comunidad (m³/s)
Llano Sánchez	0.076
El Cristo	0.076
Llano de La Palma	0.076
Capellanía	0.076
Salitrosa	0.076
Santa Rita	0.076
Llano Bonito	0.076
Total	0.530

De acuerdo a las comunidades beneficiadas (Tabla 122) se desarrolló un trazado de la tubería de distribución intentando aprovechar al máximo las servidumbres viales y prediales, ver Figura 65.

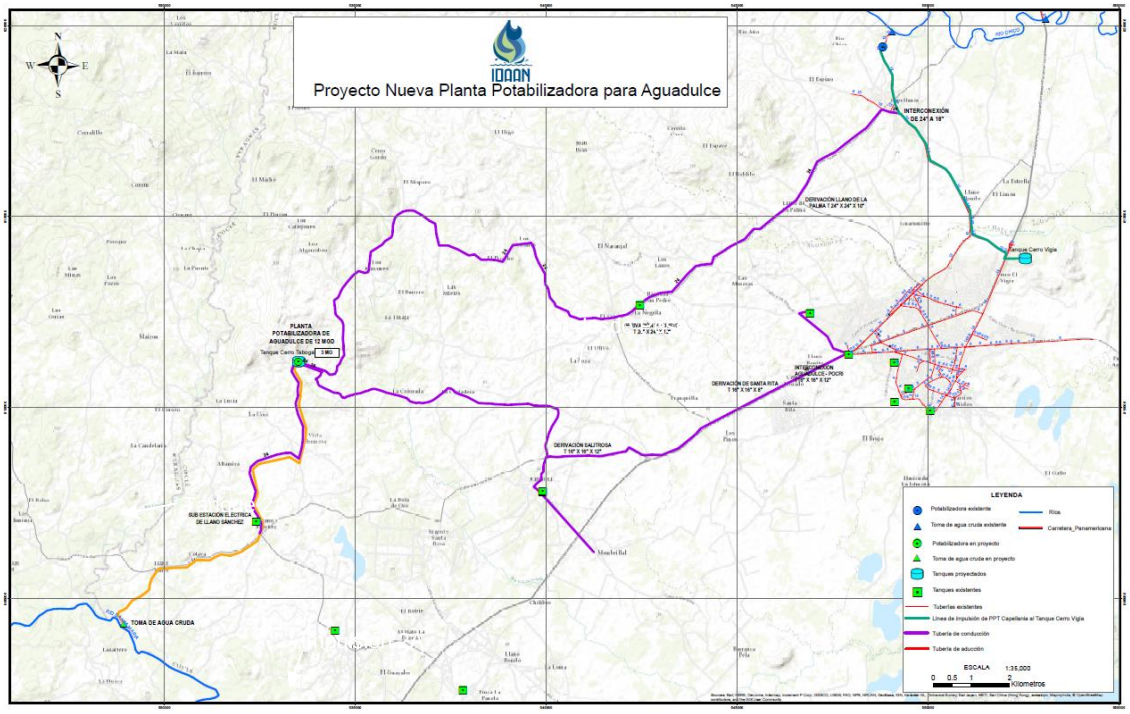


Figura 65. Trazado Distribución desde Aguadulce

El caudal de abastecimiento proveniente del tanque Aguadulce se irá repartiendo proporcionalmente a las poblaciones presentadas, con base en la localización de cada comunidad se definen puntos de entrega de caudal, los cuales marcan una disminución en el diámetro de la tubería ya que se va restando caudal, en la Tabla 122 se presenta la distribución de caudales que sirven de base para el dimensionamiento de las tuberías.

La conducción a gravedad comienza a la salida del tanque y se proyecta para transportar hasta 0.53 m³/s en los sectores mostrados en la Tabla 122. Para el dimensionamiento de los tramos de la conducción, basado en la disponibilidad de diámetros comerciales para tuberías en PEAD (Polietileno de Alta Densidad) y GRP (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés) se adoptó para diámetros inferiores o iguales a 0.4 m utilizar tubería en PEAD y para diámetros superiores a 0.4 m utilizar tubería en GRP, en los tramos en los que se requiera utilizar combinación de diámetros se utiliza un único tipo de material. Se recomienda que en etapas futuras del estudio cuando se cuente en el mercado con tubería de PEAD en mayores diámetros se anice la conveniencia de modificar el tipo de tubería utilizada.

En la Tabla 123 se presenta el dimensionamiento de la conducción con los diámetros de las tuberías definidos y la presión obtenidos para dos escenarios de modelación, flujo en movimiento y flujo estático (V=0 m/s), para el cálculo se tuvo en cuenta los diámetros internos reales.

Tabla 123. Dimensionamiento tuberías de distribución desde Aguadulce

TUBERÍAS EN PEAD - Poliétileno de Alta Densidad (Tramo Aguadulce - Llano Sánchez)													
Tramo	Cota Inicial	Cota Final	Long	Q	Dint	D_1	V	Pérdidas Totales	$H_{Disponible}$	Hentrega	Presión Entrega	Max Presión Tramo	PN
-	msnm	msnm	m	m³/s	mm	m	m/s	m	m	msnm	m	m	Bar
1	130	41.72	5860	0.076	257.8	0.3	1.45	38.45	88.28	91.55	49.83	88.28	16
TUBERÍAS EN GRP (Tramo Aguadulce - El Cristo - Llano de la Palma - Capellanía)													

Tramo	Cota Inicial	Cota Final	Longitud Tramo	Q	Dint	D_1	V	Pérdidas Totales	$H_{Disponible}$	Hentrega	Presión Entrega	Max Presión Tramo	PN
-	msnm	msnm	m	m^3/s	mm	m	m/s	m	m	msnm	m	m	Bar
1	130	35.1	16200	0.227	593.9	0.6	0.82	21.37	94.90	108.63	73.53	94.90	16
2	108.63	61.38	4300	0.151	361.2	0.4	1.48	21.18	47.25	87.45	26.07	68.62	16
3	87.45	66.72	6803	0.076	361.2	0.4	0.74	11.74	20.73	75.71	8.99	63.28	16
TUBERÍAS EN GRP (Tramo Aguadulce - Salitrosa - Santa Rita - Llano Bonito)													
Tramo	Cota Inicial	Cota Final	Longitud Tramo	Q	Dint	D_1	V	Pérdidas Totales	$H_{Disponible}$	Hentrega	Presión Entrega	Max Presión Tramo	PN
-	msnm	msnm	m	m^3/s	mm	m	m/s	m	m	msnm	m	m	Bar
1	130	29.69	8000	0.227	460.1	0.5	1.37	26.91	100.31	103.09	73.40	100.31	16
2	103.09	22.23	5500	0.151	361.2	0.4	1.48	27.10	80.86	75.99	53.76	107.77	16
3	75.99	50	6140	0.076	311.0	0.3	1.00	18.71	25.99	57.29	7.29	80.00	16
TUBERÍAS EN PEAD (Tramo Salitrosa - Membrillal)													
Tramo	Cota Inicial	Cota Final	Longitud Tramo	Q	Dint	D_1	V	Pérdidas Totales	$H_{Disponible}$	Hentrega	Presión Entrega	Max Presión Tramo	PN
-	msnm	msnm	m	m^3/s	mm	m	m/s	m	m	msnm	m	m	Bar
1	103.09	21.04	3099	0.076	204.6	0.2	2.30	59.26	82.05	43.83	22.79	108.96	16

En el Anexo 1, se presentan los esquemas de las obras (AZUSM-PG-J-PGEN-04-0006 y AZUSM-PG-J-PGEN-04-0007), mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

10. RESULTADOS Y RECOMENDACIONES

10.1. RESULTADOS

Se adelantaron los diseños a nivel conceptual del proyecto de la cuenca del Río Santa María, el cual se dimensionó para la regulación de caudales que permitan atender la demanda proyectada (4.96 m^3/s riego y consumo).

El proyecto de la cuenca del Río Santa María se localiza en la cota 180 msnm sobre el río Gatú (en la cuenca del río Santa María), cuenta con una presa de regulación de caudales en CCR y tiene como objetivo la regulación de caudales para atender las demandas de agua para uso residencial, industrial, comercial, oficial y riego, determinadas en el área de estudio.

10.1.1. Presa de regulación

Para la regulación de caudales se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 91.5 m de altura con la cresta de la presa en la cota 270.5 msnm. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1V y talud aguas abajo 1H:1V, una cresta de 299.5 m de longitud y 6.0 m de ancho, para la cual se requiere un volumen de 0.55 Mm^3 para su construcción. Estará fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos, requiriéndose un total de excavación de 0.25 Mm^3.

10.1.2. Reservorio

Al sitio de presa drena una cuenca con un área de 278.6 km^2 que transporta un caudal medio de 22.4 m^3/s. El reservorio formado por la presa tendrá un volumen total de 2,095.84 Hm^3 de los cuales 6.97 Hm^3 corresponden al volumen muerto y 2,088.87 Hm^3 al volumen útil, siendo éste el que permite regular los caudales para suministrar 0.73 m^3/s a los sistemas de abastecimiento de la parte baja de cuenca 4.23 m^3/s a las demandas de riego.

El reservorio útil ocupa un área de 845.85 ha, tiene su nivel mínimo de operación normal (a partir del cual se almacena el volumen útil del reservorio en la cota 218.1 msnm, su nivel máximo normal de operación en la cota 265 msnm, la cual define el nivel de la gola del vertedero de excesos del reservorio y el nivel máximo de operación extraordinaria en la cota 270 msnm.

10.1.3. Sistema de desviación

Para poder realizar la construcción de la presa, se proyectó un sistema de desviación conformado por una ataguía, un túnel de desviación y una contrataguía, que permite el manejo de crecientes con un periodo de retorno de 11 años (1,089.5 m^3/s).

La ataguía tiene la función de desviar los caudales hacia el túnel, se proyectó en enrocado seleccionado, con una altura de 27.0 m y un volumen total de 0.13 Mm^3. El túnel de desviación se proyectó por la margen izquierda del cauce, con sección HPR con solera recta, tiene 501 m de longitud, una pendiente media de 0.2%, un diámetro de excavación de 10.0 m. La contrataguía tiene la función de proteger el área de construcción de la presa por el retroceso del flujo, se proyectó en enrocado de volteo, con una altura de 6.0 m y un volumen total de 0.0032 Mm^3.

10.1.4. Descarga de fondo

La descarga de fondo se proyectó con toma en la cota 218.0 msnm y a través de un túnel en el margen derecho de la presa de 5.8 m de diámetro hidráulico, 117.0 m de longitud hasta la compuerta radial y con capacidad para desaguar el reservorio hasta el 50% de su altura en un periodo 20 días, con un caudal de 88.96 m³/s siguiendo la normativa ASEP.

10.1.5. Descarga de caudales

La descarga de usos se proyectó con la toma en la cota 218.0 msnm, con un diámetro hidráulico de 3.0 m, con un túnel paralelo a la descarga de fondo de longitud de 169.0 m hasta la caverna de válvulas. Para la regulación de los caudales a descargar en el pie de la presa (33.78 m³/s).

10.1.6. Vertedero de excesos

Al tratarse de una presa de CCR el vertedero de excesos se proyectó en el centro del cuerpo de la presa alineado con el cauce hacia aguas abajo y sin compuertas, lo cual permite el tránsito de crecientes en el reservorio de forma “automática” es decir sin necesidad de contar con personal especializado.

La gola del vertedero se ubica en la cota 265 msnm cuenta con un solo vano, con un ancho de 76 m y una altura de muros de 5.5 m. El vertedero se proyectó para evacuar CMP transitada en el reservorio, con un caudal máximo de salida de 3,708.6 m³/s, para cual se mantiene un borde libre mínimo de 1.0 m.

10.1.7. Sistemas de bombeo

De acuerdo con los criterios y metodologías expuestas en el presente documento, se dimensionaron cuatro (4) bombeos de riego y 3 de abastecimiento en el proyecto Santa María, expuestos en la Tabla 124 y Tabla 125.

Tabla 124. Dimensionamiento Bombeos Riego Santa María

ID Bombeo	Área atendida (ha)	Caudal máximo riego (m^3/s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW)
1	4,493.25	8.35	54.71	5.60
2	3,534.31	6.57	53.88	4.34
3	3,549.23	6.60	53.97	4.37
4	4,190.21	7.79	54.45	5.20

Tabla 125. Dimensionamiento Bombeos abastecimiento Santa María

ID Bombeo	Sistemas atendidos	Caudal abastecimiento (m^3/s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW)
3	Sistema IDAAN corregimiento San Francisco	0.18	53.11	0.12
4	Sistema IDAAN corregimiento Santiago	0.55	54.19	0.37
5 Aguadulce	Sistema Aguadulce	0.53	134.52	0.87

10.1.8. Impulsiones

Como se mencionó anteriormente, del reservorio se descargan los caudales para atender las demandas, al pie de la presa de regulación y el cauce sirve de conducción para transportar los caudales a zonas cercanas donde se proyectan un total de 7 impulsiones para llevar los caudales a tanques que cubren un área de drenaje respectiva y satisfacer las demandas de abastecimiento.

El caudal medio entregado por el reservorio (7.84 m^3/s) es superior a la demanda total del polígono del río Santa María (4.96 m^3/s). Las impulsiones se dimensionaron para un caudal diario máximo entregado por el reservorio (29.3 m^3/s), caudal que será entregado al 100% del área regable.

Se proyectaron 4 impulsiones en GRP para riego, cada una de estas tiene como objetivo entregar los caudales captados a los sistemas de riego, además se tienen 3 impulsiones para abastecimiento de acueductos urbano y rural, para el presente cálculo se asume que el caudal se va a distribuir al 100% del área regable (15,767 ha) por lo tanto se tendrá un caudal por hectárea de.0.0019 (m^3/s x ha).

Tabla 126. Dimensionamiento Impulsiones riego Santa María

Impulsión	Longitud (m)	Cota Inicial (msnm)	Cota Final (msnm)	Caudal (m^3/s)	Diámetro (m)	Pérdidas Totales (m)
1	1,643	90.00	135.00	8.35	1.9	4.71
2	349	85.00	132.00	6.57	1.5	1.88
3	730	55.00	100.00	6.60	1.5	3.97
4	1,730	45.00	90.00	7.79	1.9	4.45

Tabla 127. Dimensionamiento Impulsiones abastecimiento Santa María

Impulsión	Longitud (m)	Cota Inicial (msnm)	Cota Final (msnm)	Caudal (m^3/s)	Diámetro (m)	Pérdidas Totales (m)
3	730	55.00	100.00	0.18	0.40	3.11
4	1,730	45.00	90.00	0.55	0.70	4.19
Aguadulce	10,300	15.00	130.00	0.53	0.80	14.52

10.1.9. Distribuciones

Se dimensionaron distribuciones de caudal para abastecimiento, el cual se calculó desde un tanque proyectado en el sector Aguadulce, la entrega final es en tres sistemas de acueducto en los corregimientos Llano Sánchez, Capellanía y Llano Bonito, entregando en el recorrido a las comunidades presentadas en la Tabla 128.

Tabla 128. Distribución de caudales por comunidad

Población	Caudal por comunidad (m^3/s)
Llano Sánchez	0.076
El Cristo	0.076
Llano de La Palma	0.076
Capellanía	0.076
Salitrosa	0.076
Santa Rita	0.076
Llano Bonito	0.076
Total	0.530

Los diámetros encontrados para la distribución se presentan en la Tabla 129.

Tabla 129. Diámetros tuberías distribución caudales desde Aguadulce

TUBERÍAS EN PEAD - Poliétileno de Alta Densidad (Tramo Aguadulce - Llano Sánchez)				
Tramo	Long	Q	Dint	D_1
-	m	m^3/s	mm	m
1	5860	0.076	257.8	0.3
TUBERÍAS EN GRP (Tramo Aguadulce - El Cristo - Llano de la Palma - Capellanía)				
Tramo	Longitud Tramo	Q	Dint	D_1
-	m	m^3/s	mm	m
1	16200	0.227	593.9	0.6
2	4300	0.151	361.2	0.4
3	6803	0.076	361.2	0.4
TUBERÍAS EN GRP (Tramo Aguadulce - Salitrosa - Santa Rita - Llano Bonito)				
Tramo	Longitud Tramo	Q	Dint	D_1
-	m	m^3/s	mm	m
1	8000	0.227	460.1	0.5
2	5500	0.151	361.2	0.4
3	6140	0.076	311.0	0.3
TUBERÍAS EN PEAD (Tramo Salitrosa - Membrillal)				
Tramo	Longitud Tramo	Q	Dint	D_1
-	m	m^3/s	mm	m
1	3099	0.076	204.6	0.2

10.2. RECOMENDACIONES

Para etapas futuras de estudios y diseño se recomienda tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Realizar el análisis del transientes hidráulico, teniendo en cuenta que el control del fenómeno se puede realizar con dispositivos como: Válvulas de retención, válvulas de cierre de una o dos velocidades, cámaras de aire de baja presión etc.
- Hacer diseño de detalle de válvulas de purga, ventosa y operación.
- Hacer un programa de caracterización sedimentológica que incluya campañas de aforos líquidos y sólidos en los ríos Gatú y Santa María, para contar con curvas granulométricas y obtener la relación del caudal líquido versus el caudal sólido que permitan ajustar las tasas de sedimentos afluentes a los sitios de captación.
- Con base en las tasas de sedimentos que se estimen según los estudios sedimentológicos, definir las reglas para operación y limpieza de desarenadores y bocatomas del proyecto.
- En futuras etapas de diseño se recomienda realizar muestreos de calidad del agua y sus respectivos análisis de laboratorio para definir el tratamiento requerido de los sistemas de abastecimiento.
- Tomando en cuenta que para la construcción del proyecto se va a requerir de grandes cantidades de tubería en grandes diámetros, se recomienda que se defina con bastante tiempo de anticipación el proveedor de tuberías y accesorios, esto para evitar retrasos en la construcción.
- Realizar el diseño detallado de los cruces fluviales y viales de las conducciones proyectadas.
- En los cauces de los cruces viales de las impulsiones y distribuciones, se recomienda hacer análisis hidrológico para estimar niveles de socavación y de creciente con distintos periodos de retorno para los diseños definitivos de las estructuras.
- En las zonas donde las tuberías propuestas pasen por zonas urbanas realizar un análisis detallado de las interferencias con otras redes de servicios públicos y otros tipos de redes.
- Hacer análisis detallado en los cuerpos de agua a los cuales se hace entrega de los caudales de excesos y lavado de los tanques propuestos, dicho análisis debe permitir identificar la capacidad hidráulica y el requerimiento o no de obras de adecuación en los respectivos cuerpos receptores.
- Para las líneas de impulsión de los sistemas de bombeo se deberá hacer el diseño de detalle de válvulas de purga, ventosa y operación , en el cual se seleccione el tipo de válvula a usar de acuerdo a las recomendaciones de la AWWA (Manual of Water Supply Practices M-51).

11. REFERENCIAS

ANAM. (2010). *Atlas Ambiental República de Panamá* . Panamá: Novo Art S.A.

ASEP. (2010). *Normas Para la Seguridad de Presas.* Panama.

AWWA Manual of Water Supply Practices M51 Air-Release, Air & Vacuum, and Combination Air Valves.

AWWA M11 Steel Pipe: Guide for Design and Installation

Barrios, A. (1995). *Erosión y Producción de Sedimentos en Cuencas Hidrográficas.* Mérida.

Chow, V. T., Madiment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada.* Mexico: McGRAW-HILL.

Delgado, E. (2003). Un protocolo para apoyar la selección de prácticas de conservación de suelos en tierras montañosas tropicales. Seminario Internacional de Agricultura de Conservación de Tierras de Ladera., (pág. 27). Manizales.

Díaz-Granados, M., Ordoñez, J., & Deeb, A. (1986). Determinación de coeficientes de producción de sedimentos en cuencas extensas. AIIH - IAHR.

Empresa de Acueducto Y Alcantarillado de Bogotá - EAAB. (1985). *Estudios y Diseños de la Red Matriz de Distribución - Contrato N° 167 - Criterios para la localización y dimensionamiento de ventosas, purgas, bocas de acceso, derivaciones, salidas para pitometría y válvulas de maniobra.* Bogotá, Colombia.

Espinosa, D. (2011). *Informe Hidrológico Proyecto Hidroeléctrico Cerro Gordo (Cuenca del Río Santa María).* Panamá.

ESRI. (s.f.). *Información general sobre Arc Hydro* . Obtenido de ArcGIS Resources: http://resources.arcgis.com/es/communities/hydro/01vn0000000s000000.htm

ETESA. (2008). *Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006.* Panamá, República de Panamá: Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A. Gerencia de Hidrometeorología.

Gracia, J. (2002). Pérdida de suelo en cuencas. En I. d. UNAM, *Manual de Ingeniería de Ríos* (pág. 45). Comision Nacional de Agua.

IDIAP. (2006). *Zonificación de Suelos de Panamá por Niveles de Nutrientes.* Panamá.

Instituto de Recursos Hidráulicos y Electrificación - Departamento de Hidrometeorología. (1992). *Boletín Hidrológico 1984-1986.* Panamá.

INVIAS. (2009). *Manual de Drenaje para Carreteras.* Bogotá D.C.

Kirkby, M. J., & Morgan, R. P. (1980). *Soil Erosion.* New York.

Mosonyi, E. (1991). *High head power plants.* Budapest.

Mosonyi, E. (1991). *Water Power Development, Volume Two/a.*

Ohtsu, I., Yasuda, Y., & Takahashi, M. (September de 2004). Flow Characteristics of Skimming Flows in Stepped Channels. *Journal of Hydraulic Engineering, 130*(9).

Organización Panamericana de la Salud. (2005). *Guía para el Diseño de Desarenadores y sedimetadores.* Lima.

Pérez, A. J., & Mesa, S. O. (2002). Estimación del factor de erosividad de la lluvia en Colombia. *Memorias I Simposio Latinoamericano de Control de Erosión.* Bucaramanga.

Rivera, H., & Gómez, A. (1991). Erosividad de las lluvias de la zona cafetera central colombiana (Caldas, Quindío y Risaralda). *Cenicafé 42(2)*, 37-52.

Sons, J. W. (2005). *MWH. Water treatment: principles and design.* New Jersey.

U.S. Army Corps of Engineers . (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 320-3, "Tainter gates in conduits discharge coefficients".*

U.S. Army Corps of Engineers. (1990). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 320-3, "Tainter gates in conduits discharge coefficients".*

U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation. (1992). *Flood Hydrology Manual.* Denver.

Universidad de Sonora. (2017). *Problemas de compuertas, vertederos y salto hidráulico.* Hermosillo, Sonora, Mexico.

Wischmeier, W. H., & Smith, D. D. (1978). *Predicting Rainfall Erosion Losses.* Washington D.C.: USDA.

ANAM. (2010). *Atlas Ambiental República de Panamá* . Panamá: Novo Art S.A.

ASEP. (2010). *Normas Para la Seguridad de Presas.* Panama.

Barrios, A. (1995). *Erosión y Producción de Sedimentos en Cuencas Hidrográficas.* Mérida.

Chow, V. T., Madiment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada.* Mexico: McGRAW-HILL.

Delgado, E. (2003). Un protocolo para apoyar la selección de prácticas de conservación de suelos en tierras montañosas tropicales. Seminario Internacional de Agricultura de Conservación de Tierras de Ladera., (pág. 27). Manizales.

Díaz-Granados, M., Ordoñez, J., & Deeb, A. (1986). Determinación de coeficientes de producción de sedimentos en cuencas extensas. AIIH - IAHR.

Empresa de Acueducto Y Alcantarillado de Bogotá - EAAB. (1985). *Estudios y Diseños de la Red Matriz de Distribución - Contrato N° 167 - Criterios para la localización y dimensionamiento de ventosas, purgas, bocas de acceso, derivaciones, salidas para pitometría y válvulas de maniobra.* Bogotá, Colombia.

Espinosa, D. (2011). *Informe Hidrológico Proyecto Hidroeléctrico Cerro Gordo (Cuenca del Río Santa María).* Panamá.

ESRI. (s.f.). *Información general sobre Arc Hydro* . Obtenido de ArcGIS Resources: http://resources.arcgis.com/es/communities/hydro/01vn0000000s000000.htm

ETESA. (2008). *Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006.* Panamá, República de Panamá: Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A. Gerencia de Hidrometeorología.

Gracia, J. (2002). Pérdida de suelo en cuencas. En I. d. UNAM, *Manual de Ingeniería de Ríos* (pág. 45). Comision Nacional de Agua.

IDIAP. (2006). *Zonificación de Suelos de Panamá por Niveles de Nutrientes.* Panamá.

Instituto de Recursos Hidráulicos y Electrificación - Departamento de Hidrometeorología. (1992). *Boletín Hidrológico 1984-1986.* Panamá.

INVIAS. (2009). *Manual de Drenaje para Carreteras.* Bogotá D.C.

Kirkby, M. J., & Morgan, R. P. (1980). *Soil Erosion.* New York.

Mosonyi, E. (1991). *High head power plants.* Budapest.

Mosonyi, E. (1991). *Water Power Development, Volume Two/a.*

Ohtsu, I., Yasuda, Y., & Takahashi, M. (September de 2004). Flow Characteristics of Skimming Flows in Stepped Channels. *Journal of Hydraulic Engineering, 130*(9).

Organización Panamericana de la Salud. (2005). *Guía para el Diseño de Desarenadores y sedimetadores.* Lima.

Pérez, A. J., & Mesa, S. O. (2002). Estimación del factor de erosividad de la lluvia en Colombia. *Memorias I Simposio Latinoamericano de Control de Erosión.* Bucaramanga.

Rivera, H., & Gómez, A. (1991). Erosividad de las lluvias de la zona cafetera central colombiana (Caldas, Quindío y Risaralda). *Cenicafé 42(2)*, 37-52.

Sons, J. W. (2005). *MWH. Water treatment: principles and design.* New Jersey.

U.S. Army Corps of Engineers . (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 320-3, "Tainter gates in conduits discharge coefficients".*

U.S. Army Corps of Engineers. (1990). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 320-3, "Tainter gates in conduits discharge coefficients".*

U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation. (1992). *Flood Hydrology Manual.* Denver.

Universidad de Sonora. (2017). *Problemas de compuertas, vertederos y salto hidráulico.* Hermosillo, Sonora, Mexico.

Wischmeier, W. H., & Smith, D. D. (1978). *Predicting Rainfall Erosion Losses.* Washington D.C.: USDA.

12. ANEXOS

Anexo 1. Esquemas

Anexo 2. Memorias de cálculo