

**INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, EMBALSES  
MULTIPROPÓSITO CUENCA LA VILLA - EL GATO  
VOLUMEN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA**



*CANAL DE PANAMÁ*

## TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	16
2. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	17
3. OBJETIVOS	18
3.1. OBJETIVO GENERAL	18
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
4. ANTECEDENTES	19
5. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DISPONIBLE	24
5.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA	24
5.1.1. Localización del área de estudio	24
5.1.2. Revisión de información geográfica	24
5.1.2.1. Cartografía a escala 1:50,000	24
5.1.2.2. Modelo Digital de Elevación - MDE	25
5.1.2.3. Imágenes de las áreas de estudio	30
5.2. LEVANTAMIENTO LiDAR Y BATIMETRÍAS	31
5.2.1. Red Geodésica	31
5.2.1.1. Amarre vértices (IGNTG)	32
5.2.1.2. Materialización Red Geodésica	32
5.2.1.3. Control Geodésico	33
5.2.1.4. Mediciones y ajustes de la red	33
5.2.1.4.1. Diferencias coordenadas certificadas IGNTG con coordenadas ajustadas	33
5.2.1.4.2. Sistema vertical	34
5.2.1.4.3. Información final de coordenadas	34
5.2.2. Levantamiento LiDAR	34
5.2.2.1. Planificación del vuelo en base a las características geométricas	35
5.2.2.1.1. Componentes del sistema	35
5.2.2.1.2. Parámetros de vuelo combinado LiDAR/cámara	35
5.2.2.1.3. Control de calidad del vuelo planificado	35
5.2.2.1.4. Montaje e instalación del sistema	36
5.2.2.1.5. Medida desplazamientos IMU – ANT. GNSS	36
5.2.2.1.6. Trabajos de calibración del sistema inercial – cámara y/o tecnología LiDAR	36
5.2.2.1.7. Ejecución del vuelo	37
5.2.2.1.8. Clasificación automática de datos LiDAR	38
5.2.2.1.9. Depuración manual de datos LiDAR	39
5.2.2.1.10. Cálculo del modelo de ajuste local de ondulación.	39
5.2.2.1.11. Control cotas red geodésica vs LiDAR	39

5.2.2.2. Apoyo fotogramétrico – modelo aerotriangulación	40
5.2.2.2.1. Aerotriangulación	40
5.2.2.3. Modelo digital del terreno (dtm)	42
5.2.2.4. Modelo digital de superficie (dsm)	42
5.2.2.5. Ortofoto	42
5.2.2.6. Planimetría	43
5.2.3. Levantamiento Topográfico – Batimetrías	43
5.2.3.1. Red Geodésica	43
5.2.3.1.1. Procesamiento datos	44
5.2.3.1.2. Cronología de la medición red geodésica	44
5.2.3.1.3. Ajuste coordenadas PC	45
5.2.3.1.4. Información final de coordenadas PC	46
5.2.3.2. Levantamiento topografía convencional y secciones topo batimétricas	46
5.2.3.3. Revisión del levantamiento lidar con levantamiento topografía convencional	48
5.2.3.3.1. Metodología	48
5.2.3.3.2. Resultados - nubes de puntos	50
5.3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE HIDROLOGÍA	52
5.3.1. Información de caudales	53
5.3.2. Información de precipitación	54
5.3.3. Información climatológica	57
6. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE EN SITIO DE OBRAS	59
6.1. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE PRESA	59
6.2. SISTEMAS DE BOMBEO	59
6.2.1. Sistema 1	59
6.2.2. Sistema 1-A	61
6.2.3. Sistema 2	62
6.2.4. Sistema 2-A	64
6.2.5. Sistema 3	65
7. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS	66
7.1. CUENCA DEL RÍO LA VILLA (CUENCA 128)	67
7.2. PLUVIOMETRÍA CUENCA LA VILLA	67
7.2.1. Variación espacial de la precipitación	68
7.2.2. Distribución temporal de la precipitación	69
7.3. CAUDALES MEDIOS EN LA CUENCA LA VILLA	70
7.4. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MEDIOS EN EL SITIO DE PROYECTO	71
7.5. CAUDALES MÁXIMOS CUENCA LA VILLA	72
7.6. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS EN EL SITIO DE PROYECTO	77
7.7. CRECIENTE MÁXIMA PROBABLE EN SITIOS DE PROYECTO	77

7.8. ESTIMACIÓN DE PÉRDIDA DEL SUELO MEDIANTE MÉTODO U.S.L.E.	79
7.8.1. Factor R	79
7.8.1.1. Índice Modificado De Fournier	80
7.8.1.2. Capacidad De Las Lluvias De Erosionar El Suelo	81
7.8.2. Factor K	83
7.8.3. Factor LS	85
7.8.4. Factor C	86
7.8.5. Factor P	88
7.8.6. Pérdida del Suelo	88
7.9. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA DEL CANAL DE PANAMÁ	88
7.10. COEFICIENTE DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS	90
7.11. APORTE DE SEDIMENTOS AL SITIO DE PROYECTO	90
8. CRITERIOS Y METODOLOGÍAS	92
8.1. NIVELES DE OPERACIÓN	92
8.2. SISTEMA DE DESVÍO	92
8.2.1. Creciente de diseño	92
8.2.2. Localización de las estructuras	93
8.2.3. Altura de ataguías	93
8.2.4. Dimensionamiento del túnel de desvío	93
8.3. DESCARGA DE FONDO	94
8.3.1. Caudal de diseño	94
8.3.2. Localización de las estructuras	94
8.3.3. Captación	94
8.3.3.1. Esquema utilizado	94
8.3.3.2. Nivel de entrada	95
8.3.3.3. Velocidad de diseño captación descarga de fondo	95
8.3.3.4. Sumergencia crítica	95
8.3.3.4.1. Sumergencia crítica por la fórmula de Gordon	96
8.3.3.4.2. Sumergencia crítica por la fórmula de Knauss	96
8.3.3.5. Dimensión mínima orificios	96
8.3.4. Conductos a presión	96
8.3.5. Cámara de compuertas	97
8.4. DESCARGA DE CAUDALES DE USOS A PIE DE PRESA	97
8.4.1. Caudal de diseño	97
8.4.2. Localización de las estructuras	98
8.4.3. Captación	98
8.4.3.1. Esquema utilizado	98
8.4.3.2. Velocidad de diseño captación caudales de usos	98

8.4.3.3. Sumergencia crítica	98
8.4.4. Conducto a presión	99
8.4.5. Cámara de válvulas	99
8.4.6. Válvulas Howell Bungler	99
8.4.7. Rápida de descarga	99
8.5. VERTEDERO	101
8.5.1. Capacidad Hidráulica	102
8.5.2. Gola	104
8.6. SISTEMAS DE BOMBEO	107
8.6.1. Criterios generales de planteamiento de los sistemas de bombeo	108
8.6.2. Creciente de diseño	108
8.6.3. Presa de derivación	109
8.6.4. Captación	111
8.6.5. Canal de aducción	112
8.6.6. Desarenador	112
8.6.7. Sistemas de bombeo	114
8.6.8. Impulsiones	114
8.6.9. Válvulas de purga	115
8.6.10. Válvulas de ventosa	116
8.6.11. Válvulas de operación	117
8.6.12. Tanques de carga	118
9. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO EL GATO	128
9.1. PRESA DE REGULACIÓN	128
9.1.1. Reservorio	128
9.1.2. Sistema de desvío	128
9.1.3. Descarga de fondo	132
9.1.3.1. Caudal de diseño	132
9.1.3.2. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo	132
9.1.3.3. Captación Descarga de Fondo	135
9.1.4. Descarga de caudales	137
9.1.4.1. Captación descarga de caudales	137
9.1.4.2. Túnel descarga de caudales	137
9.1.5. Vertedero de excesos	140
9.2. SISTEMAS DE BOMBEO	143
9.2.1. Sistema de bombeo 1 - riego	144
9.2.1.1. Presa de derivación La Villa 1	144
9.2.1.2. Captación La Villa 1	146
9.2.1.3. Canal de aducción La Villa 1	146

9.2.1.4. Desarenador La Villa 1	146
9.2.1.5. Bombeo La Villa 1	147
9.2.1.6. Impulsiones La Villa 1	147
9.2.1.6.1. Impulsión 1 – Para Riego	148
9.2.1.6.2. Tanque de carga La Villa 1 - Riego	148
9.2.1.6.3. Impulsión 1 – Para Abastecimiento	148
9.2.1.6.4. Tanque de carga La Villa 1 - Abastecimiento	149
9.2.1.6.5. Impulsión 1-A – Para Abastecimiento	149
9.2.1.6.6. Tanque de carga La Villa 1A - Abastecimiento	150
9.2.1.6.7. Distribución de Caudal de abastecimiento desde Llano de Piedra (Tanque 1A)	150
9.2.2. Sistema de bombeo 2 - riego	152
9.2.2.1. Presa derivadora La Villa 2	152
9.2.2.2. Captación La Villa 2	153
9.2.2.3. Canal de aducción La Villa 2	154
9.2.2.4. Desarenador La Villa 2	154
9.2.2.5. Bombeo La Villa 2	155
9.2.2.6. Impulsiones La Villa 2	155
9.2.2.7. Tanque de carga La Villa 2	156
9.2.2.7.1. Disipador Escalonado La Villa 2	156
9.2.2.7.2. Desagüe de Tanque - La Villa 2	156
9.2.3. Sistema de bombeo 2A – Abastecimiento	157
9.2.3.1. Presa derivadora La Villa 2A	157
9.2.3.2. Captación La Villa 2A	158
9.2.3.3. Canal de aducción La Villa 2A	158
9.2.3.4. Desarenador La Villa 2A	159
9.2.3.5. Bombeo La Villa 2A	159
9.2.3.6. Impulsiones La Villa 2A	160
9.2.3.6.1. Impulsión 2A – Para Abastecimiento	160
9.2.3.7. Tanques de carga La Villa 2A	160
9.2.3.7.1. Disipador Escalonado La Villa 2A	161
9.2.3.7.2. Desagüe de Tanque La Villa 2A	161
9.2.3.7.3. Distribución caudal de abastecimiento desde Pesé	161
9.2.4. Sistema de bombeo 3 – riego y abastecimiento	163
9.2.4.1. Presa derivadora La Villa 3	163
9.2.4.2. Captación La Villa 3	164
9.2.4.3. Canal de aducción La Villa 3	165
9.2.4.4. Desarenador La Villa 3	165
9.2.4.5. Bombeo La Villa 3	166

9.2.4.6. Impulsiones La Villa 3	166
9.2.4.6.1. Impulsión 3 Riego	166
9.2.4.6.2. Impulsión 3 Abastecimiento	167
9.2.4.7. Tanques de carga La Villa 3	167
9.2.4.7.1. Disipador Escalonado La Villa 3	168
9.2.4.7.2. Desagüe de Tanque La Villa 3	168
9.2.4.7.3. Distribución caudal de riego desde tanque 3 hacia áreas regables	168
10. RESULTADOS Y RECOMENDACIONES	172
10.1. RESULTADOS	172
10.1.1. Presa de regulación	172
10.1.2. Reservorio	172
10.1.3. Sistema de desviación	172
10.1.4. Descarga de fondo	172
10.1.5. Descarga de caudales	172
10.1.6. Vertedero de excesos	173
10.1.7. Sistemas de bombeo	173
10.1.8. Impulsiones	173
10.1.9. Distribuciones	174
10.2. RECOMENDACIONES	175
11. REFERENCIAS	176
12. ANEXOS	178

## 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. Red geodésica
- Figura 6. Líneas de vuelo

Figura 7. Medida desplazamiento IMU – Antena GNSS

Figura 8. Control de calidad

Figura 9. Parámetros de clasificación del terreno

Figura 10. Definición del bloque modelo aerotriangulación

Figura 11. Precisión y enlace del bloque

Figura 12. Interface gráfica estéreo digital – distribución de puntos

Figura 13. Longitud de 7.1 km del GPS3 base a los PC

Figura 14. Levantamiento secciones topo batimétricas área de la Villa

Figura 15. Levantamiento secciones topo batimétricas área del Gato

Figura 16. Localización áreas de La Villa Y El Gato con el levantamiento lidar y red geodésica

Figura 17. DTM LIDAR, El Gato (izquierda) y La Villa (Derecha) y nubes de puntos topo batimétricos

Figura 18. Distribución de diferencias entre cotas ajustadas del levantamiento topo batimétrico y el LIDAR de 2018 en el polígono de La Villa (Sólo terreno).

Figura 19. Distribución de diferencias entre cotas ajustadas del levantamiento topo batimétrico y el LIDAR de 2018 en el polígono de El Gato (Sólo terreno).

Figura 20. Localización de las estaciones hidrométricas en el área de interés

Figura 21. Localización de las estaciones de precipitación

Figura 22. Infraestructura Existente Presa El Gato

Figura 23. Localización sistema de bombeo 1

Figura 24. Infraestructura Existente Bombeo 1

Figura 25. Localización sistema de bombeo 1-A

Figura 26. Infraestructura Existente Bombeo Sistema 1-A

Figura 27. Localización sistema de bombeo 2

Figura 28. Infraestructura Existente Bombeo 2

Figura 29. Localización sistema de bombeo 2-A

Figura 30. Infraestructura Existente Bombeo 2-A

Figura 31. Localización sistema de bombeo 3

Figura 32. Infraestructura Existente Bombeo 3

Figura 33. Cuenca Río La Villa

Figura 34. Distribución espacial de la precipitación media anual

Figura 35. Variación de precipitación en la Estación Los Santos - Río La Villa

Figura 36. Variación de precipitación en la Estación Llano de Piedra - Río La Villa

Figura 37. Régimen de caudales en las estaciones de la Cuenca La Villa

Figura 38. Tendencia de los caudales medios en la estación Macaracas

Figura 39. Tendencia de los caudales medios en la estación Atalayita

Figura 40. Ajuste probabilístico de caudales máximos Estación San Francisco – Río La Villa (128-01-03)

Figura 41. Regiones hidrológicamente homogéneas

Figura 42. Envolverte de Creager

Figura 43. Distribución espacial del Factor R

Figura 44. Texturas del suelo en Panamá

Figura 45. Mapa de pendientes en el área de estudio

Figura 46. Tipos de vegetación en Panamá

Figura 47. Relación de producción respecto al área de la cuenca (tomado del documento “Determinación de Coeficientes de Producción de Sedimentos en Cuencas Extensas”)

Figura 48. Perfil Abocinamiento Típico

Figura 49. Curva de descarga vertedero - El Gato

Figura 50. Parámetros Perfil Gola

Figura 51. Parámetros Gola - El Gato

Figura 52. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera - El Gato

Figura 53. Perfil Gola - El Gato

Figura 54. Parámetros Perfil Gola

Figura 55. Diámetro del orificio para distintos diferenciales de presión

Figura 56. Parámetros Vertedero Rectangular de Pared Gruesa.

Figura 57. Determinación Coeficiente  $\epsilon_2$

Figura 58. Alcance del Chorro

Figura 59. Esquema de definiciones: (a) escalones para  $\theta=19, 23, 30$  y  $55^\circ$ , (b) escalones tomados para  $\theta = 5.7, 8.5$  y  $11.3^\circ$  (Ohtsu).

Figura 60. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

- Figura 61. Esquema general de la captación de la descarga de fondo
- Figura 62. Esquema de la propuesta 6 de deflectores (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))
- Figura 63. Perfil de flujo promedio (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))
- Figura 64. Esquema típico de canal regular
- Figura 65. Esquema de la entrega de caudales de usos
- Figura 66. Planta General Vertedero
- Figura 67. Curva de descarga del vertedero de excesos
- Figura 68. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera – El Gato
- Figura 69. Perfil Gola – El Gato
- Figura 70. Localización general de los sistemas de bombeo para el suministro de caudales al área de estudio
- Figura 71. Perfil Gola La Villa 1
- Figura 72. Trazado Distribución Llano de Piedra a El Bongo
- Figura 73. Perfil Gola La Villa 2
- Figura 74. Perfil Gola La Villa 2A
- Figura 75. Trazado Distribución desde Pesé
- Figura 76. Perfil Gola La Villa 3
- Figura 77. Localización general de las áreas de riego 3 y 4
- Figura 78. Distribución caudales Áreas 3 y 4

## LISTA DE TABLAS

- Tabla 1. Sitios identificados en la cuenca del río La Villa
- Tabla 2. Indicadores para la cuenca del río Santa María
- Tabla 3. Presupuestos de las alternativas analizadas en la cuenca del río La Villa
- Tabla 4. Flujo de Caja Neto - Indicadores financieros
- Tabla 5. Infraestructura afectada por los reservorios
- Tabla 6. Matriz multicriterio La Villa

Tabla 7. Descripción de los datos JAXA AW3D30m

Tabla 8. Diferencias JAXA con vértices IGNTG

Tabla 9. Vértices PESÉ - IGNTG

Tabla 10. Vértices CHITRÉ - IGNTG

Tabla 11. Vértices OCÚ - IGNTG

Tabla 12. Vértices PARIS PARITA - IGNTG

Tabla 13. Vértices CARIPA - IGNTG

Tabla 14. Vértices CHORRERA - IGNTG

Tabla 15. Vértices SAN MIGUELITO - IGNTG

Tabla 16. Vértices PACORA - IGNTG

Tabla 17. Vértices CHEPO - IGNTG

Tabla 18. Vértices PEDRO MIGUEL - IGNTG

Tabla 19. Vértices TOM<sup>2</sup> - IGNTG

Tabla 20. Vértices IGNTG coordenadas geográficas- Origen y control red GPS AZUERO

Tabla 21. Cronología control campo secciones GNSS

Tabla 22. Coordenadas IGNTG vs Coordenadas ajustadas

Tabla 23. Coordenadas planas UTM 17N WGS84 finales La Villa

Tabla 24. Características generales del vuelo

Tabla 25. Control cotas Orto vs LiDAR elipsoidal

Tabla 26. Resultados control cotas red geodésica vs nube de puntos LiDAR, ajustada al modelo Local

Tabla 27. Resultado estadístico ajuste cotas

Tabla 28. Procesamiento línea base

Tabla 29. Lista de valores de DOP

Tabla 30. Coordenadas ajustadas y diferencias en Horizontal y Vertical

Tabla 31. Coordenadas geodésicas ajustadas

Tabla 32. Coordenadas finales

Tabla 33. Ajuste de puntos de amarre utilizados y diferencias entre las cotas de la captura con RTK y el LiDAR de la Villa

Tabla 34. Descripción de la información de caudales medios recopilada

- Tabla 35. Descripción de la información de caudales máximos instantáneos recopilada
- Tabla 36. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2017
- Tabla 37. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2000
- Tabla 38. Periodo de registro en las estaciones hidrométricas
- Tabla 39. Periodo de registro en las estaciones pluviométricas
- Tabla 40. Estaciones empleadas en la caracterización climatológica
- Tabla 41. Estaciones de precipitación empleadas
- Tabla 42. Precipitación Total Anual
- Tabla 43. Estimación de rendimientos hídricos medios
- Tabla 44. Estimación de caudales en los sitios de proyecto propuestos
- Tabla 45. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno en la estación de referencia. Periodo 1973-2015
- Tabla 46. Relaciones para estimación del caudal máximo por zonas homogéneas
- Tabla 47. Caudal máximo promedio en cada estación
- Tabla 48. Factores para diferentes periodos de retorno
- Tabla 49. Caudales máximos en las estaciones para diferentes periodos de retorno
- Tabla 50. Comparación de resultados de caudales máximos para diferentes periodos de retorno con las metodologías descritas Estación Atalayita – Río La Villa. Periodo 1973-2015
- Tabla 51. Caudales máximos en el sitio de presa
- Tabla 52. Valores de rendimientos hídricos de CMP para C de Creager = 100.
- Tabla 53. Creciente Máxima Probable determinada para los sitios de proyecto seleccionados en la cuenca La Villa por el método de Creager
- Tabla 54. Valores de referencia del índice de Fournier
- Tabla 55. IF y su clasificación zona de proyecto
- Tabla 56. Resultados IMF
- Tabla 57. Clasificación de la erosividad de las lluvias
- Tabla 58. Erosividad de las lluvias en las estaciones en estudio
- Tabla 59. Valor del factor K
- Tabla 60. Valores generales de SL

Tabla 61. Factor C en península de Azuero

Tabla 62. Factor C

Tabla 63. Tasa de denudación

Tabla 64. Transporte de sedimentos promedio en las estaciones

Tabla 65. Tasa de denudación medida en estaciones

Tabla 66. Volumen muerto en el sitio de proyecto

Tabla 67. Rendimiento de construcción para el túnel de desvío

Tabla 68. Capacidad de descarga para el vaciado de los reservorios

Tabla 69. Cálculo de la condiciones críticas al inicio de la rápida

Tabla 70. Curva de descarga vertedero - El Gato

Tabla 71. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)

Tabla 72. Caudales medios en sitios (La Villa)

Tabla 73. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno en sitios (La Villa)

Tabla 74. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)

Tabla 75. Valores del Coeficiente a

Tabla 76. Velocidad de sedimentación

Tabla 77. Pérdidas localizadas del sistema de desvío

Tabla 78. Pérdidas localizadas del túnel de desvío a flujo libre

Tabla 79. Pérdidas por fricción del túnel de desvío a presión

Tabla 80. Pérdidas localizadas de la descarga de fondo

Tabla 81. Pérdidas por fricción de la descarga de fondo

Tabla 82. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

Tabla 83. Resumen del eje hidráulico de la rápida de descarga

Tabla 84. Dimensionamiento orificios captación descarga de fondo

Tabla 85. Cálculo sumergencia crítica para descarga de fondo

Tabla 86. Dimensionamiento orificios captación descarga de fondo.

Tabla 87. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios

Tabla 88. Pérdidas por fricción de la descarga de caudales a usuarios

- Tabla 89. Diámetro de las válvulas para la descarga de caudales (m)
- Tabla 90. Capacidad hidráulica de la descarga de usuarios para caudal de diseño
- Tabla 91. Dimensiones para canales en cámara de usos
- Tabla 92. Curva de descarga del vertedero de excesos
- Tabla 93. Caudales de diseño de los sistemas de bombeo
- Tabla 94. Características presa derivadora La Villa 1
- Tabla 95. Características canal de aducción La Villa 1
- Tabla 96. Características Desarenador La Villa 1
- Tabla 97. Características tanque de succión La Villa 1
- Tabla 98. Dimensionamiento Bombeo La Villa 1
- Tabla 99. Características tanque de riego La Villa 1
- Tabla 100. Características tanque de abastecimiento La Villa 1
- Tabla 101. Características Disipador Tanques La Villa 1
- Tabla 102. Características tanque de abastecimiento La Villa 1-A
- Tabla 103. Características Disipador Tanques La Villa 1-A
- Tabla 104. Comunidades beneficiadas Distribución tanque 1A
- Tabla 105. Distribución de caudales por comunidad
- Tabla 106. Dimensionamiento tubería de distribución Llano de Piedra a El Bongo
- Tabla 107. Características presa derivadora La Villa 2
- Tabla 108. Características canal de aducción La Villa 2
- Tabla 109. Características Desarenador La Villa 2
- Tabla 110. Características tanque de succión La Villa 2
- Tabla 111. Dimensionamiento Bombeos La Villa 2
- Tabla 112. Características tanque de riego La Villa 2
- Tabla 113. Características Disipador Tanque La Villa 2
- Tabla 114. Características presas derivadora La Villa 2A
- Tabla 115. Características canal de aducción La Villa 2A
- Tabla 116. Características Desarenador La Villa 2A

- Tabla 117. Características tanque de succión La Villa 2A
- Tabla 118. Dimensionamiento Bombes La Villa 2A
- Tabla 119. Características tanque de riego La Villa 2A
- Tabla 120. Características Disipador Tanque La Villa 2A
- Tabla 121. Comunidades beneficiadas Distribución tanque 2A entre salida y entrega
- Tabla 122. Distribución de caudales por comunidad
- Tabla 123. Dimensionamiento tubería de distribución desde Pesé
- Tabla 124. Características presas derivadora La Villa 3
- Tabla 125. Características canal de aducción La Villa 3
- Tabla 126. Características Desarenador La Villa 3
- Tabla 127. Características tanque de succión La Villa 3
- Tabla 128. Dimensionamiento Bombes La Villa 3
- Tabla 129. Características tanque de riego La Villa 3
- Tabla 130. Características tanque de abastecimiento La Villa 3
- Tabla 131. Características Disipador Tanque La Villa 3
- Tabla 132. Dimensionamiento tuberías distribución Áreas 3 y 4
- Tabla 133. Distribución Caudales áreas 3 y 4
- Tabla 134. Dimensionamiento de Caudales en Canales de riego Áreas 3 y 4
- Tabla 135. Dimensionamiento Bombes Riego La Villa
- Tabla 136. Dimensionamiento Bombes abastecimiento La Villa
- Tabla 137. Dimensionamiento Impulsiones riego La Villa
- Tabla 138. Dimensionamiento Impulsiones abastecimiento La Villa
- Tabla 139. Distribución de caudales por comunidad
- Tabla 140. Diámetros tuberías distribución

## 1. INTRODUCCIÓN

El gobierno de Panamá identificó la cuenca del río La Villa 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 6.	Infraestructura existente en sitios de obra
Capítulo 7.	Análisis hidrológicos
Capítulo 8.	Criterios y metodologías
Capítulo 9.	Descripción del Proyecto El Gato
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 del proyecto El Gato.
- Preparar los esquemas de la presa, vertedero de excesos del proyecto El Gato y sistemas de bombeo para la cuenca del río La Villa.

## 4. ANTECEDENTES

En el marco del presente estudio, en una primera fase, se realizaron los análisis de alternativas en la cuenca del río La Villa, 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 en la Tabla 1.

Tabla 1. Sitios identificados en la cuenca del río La Villa

Nombre	Este	Norte	Cota (msnm)
LV_La Villa 191.98	536,841.28	847,360.85	191.98
LV_La Villa 90.13	547,318.06	851,099.10	90.13
LV_La Villa 80.83	548,343.50	853,234.11	80.83
LV_La Villa 79.42	548,575.50	853,849.76	79.42
LV_El Gato 125.16	542,691.89	851,035.05	125.16

Paralelamente a la identificación de los sitios de proyecto de reservorio, con base 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 6.89 m<sup>3</sup>/s, de los cuales 0.52 m<sup>3</sup>/s son para abastecimiento y 6.37 m<sup>3</sup>/s para riego.

Para cada uno de los sitios identificados se determinaron indicadores de eficiencia, los cuales permitieron identificar aquellas alternativas más atractivas. En el desarrollo de los trabajos ACP solicitó presentar los análisis de alternativas considerando diques auxiliares que permitieran aumentar la capacidad de almacenamiento en cada uno de los sitios analizados. En la Tabla 2 se presentan los indicadores obtenidos para cada alternativa sin diques auxiliares y con diques auxiliares.

Tabla 2. Indicadores para la cuenca del río La Villa

Nombre	Volumen útil (hm <sup>3</sup> )	Volumen de Presa (Mm <sup>3</sup> )	Demanda (m <sup>3</sup> /s)	Caudal medio entregado (m <sup>3</sup> /s)	Vol Útil/ Vol Presa	Q/ Vol Útil (m <sup>3</sup> /s/Hm <sup>3</sup> )	Q/H (m <sup>3</sup> /s/m)	Q/Vol Presa (m <sup>3</sup> /s/Mm <sup>3</sup> )
LV_La Villa 79.42	15.81	0.22	6.89	1.08	72.34	68	35	4.936
LV_La Villa 80.83	11.22	0.08	6.89	0.88	135.69	78	30	10.649
LV_La Villa 90.13	92.04	0.15	6.89	3.60	624.78	39	90	24.426
LV_El Gato 125.16	152.61	0.41	6.89	3.07	373.57	20	47	7.504
LV_La Villa 191.98	175.62	0.54	6.89	3.84	324.62	22	53	7.113
LV_La Villa 79.42*	68.92	0.51	6.89	2.94	134.46	43	73	5.743
LV_La Villa 80.83*	60.49	0.27	6.89	2.70	222.31	45	69	9.939
LV_La Villa 90.13*	222.61	0.31	6.89	5.83	727.76	26	117	19.064
LV_El Gato 125.16*	246.30	0.63	6.89	3.62	393.95	15	48	5.783
LV_La Villa 191.98*	770.95	2.11	6.89	6.65	365.64	9	54	3.155

\* Con diques auxiliares



En los resultados obtenidos se observa que ninguno de los sitios analizados permite obtener el caudal para satisfacer la demanda esperada (6.89 m<sup>3</sup>/s), siendo LV\_La Villa 191.98\* la que permite obtener el mayor caudal regulado (6.65 m<sup>3</sup>/s), pero muestra un bajo indicador Q / Vol presa.

El sitio LV\_La Villa 90.13 presenta el mejor indicador de Q / Vol presa, donde se obtendría un caudal de 3.60 m<sup>3</sup>/s. Es este mismo sitio el que muestra los mejores indicadores a excepción de Q / Vol Útil, lo que indica que requiere un alto volumen de reservorio comparado con las demás alternativas.

El sitio La Villa 80.83 presenta el segundo mejor indicador de Q / Vol presa, pero de ese no puede obtenerse sino el 12.7% de la demanda esperada, mientras que los demás proyectos analizados presentan indicadores más favorables.

Es necesario advertir que es posible atender la demanda esperada conjugando los sitios La Villa y El Gato 125.16, los cuales por su localización sobre cauces distintos (en paralelo), permitirían obtener un caudal regulado total de 6.92 m<sup>3</sup>/s, lo cual no es posible combinando otros proyectos, puesto que se encuentran sobre el mismo cauce y regularán los mismos caudales.

Estos resultados muestran que la cuenca La Villa es deficitaria y necesitaría caudales adicionales traídos de otras cuencas para atender la demanda, pero tomando en cuenta que las cuencas vecinas son igualmente deficitarias, se debe descartar esta posibilidad. (Ver documentos AZU-ING-INF-PA-020 y AZU-ING-INF-PE-020).

Por lo anterior se propone continuar los análisis con los sitios La Villa 90.13 y la conjugación de los sitios La Villa y El Gato 125.16.

Para las presas que componen las alternativas 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).

En el caso de la alternativa que conjuga dos reservorios, para la regulación de caudales sobre el río El Gato en la cota 125 msnm, se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 64.84 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1.0V y talud aguas abajo 1.0H:1.0V, una cresta de 471.49 m de longitud y 6.0 m de ancho, para la cual se requiere un volumen de 0.57 Mm<sup>3</sup> 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 0.3 Mm<sup>3</sup>.

Para la regulación de caudales sobre el río La Villa en la cota 191 msnm, se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 73.02 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1.0V y talud aguas abajo 1.0H:1.0V, una cresta de 438.05 m de longitud y 6.0m de ancho, para la cual se requiere un volumen de 0.63 Mm<sup>3</sup> 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 0.2 Mm<sup>3</sup>.

Para la regulación de caudales sobre el río La Villa en la cota 90.13 msnm (alternativa con un único reservorio), se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 39.87 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1.0V y talud aguas abajo 1.0H:1.0V, una cresta de 331.92 m de longitud y 6.0 m de ancho, para la cual se requiere un volumen de 0.17 Mm<sup>3</sup> para su construcción. Estará fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3.0 y 5.0 m en los estribos, requiriéndose un total de excavación de 0.12 Mm<sup>3</sup>.

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 La Villa

ÍTEM	La Villa 90.13	El Gato 125.16+ La Villa
Total Costos Directos	\$ 148,443,730	\$ 451,774,614

Costos Plan de Manejo Ambiental	\$ 25,586,592	\$ 91,436,334
Costos prediales	\$ 931,182	\$ 1,501,495
Costos imprevistos	\$ 52,488,451	\$ 163,413,733
Costos ingeniería y administración	\$ 17,496,150	\$ 54,471,244
<b>COSTO TOTAL</b>	<b>\$ 244,946,105</b>	<b>\$ 762,597,420</b>

De la misma manera se estimaron los ingresos, los cuales serán 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\$ 42,243 por año y el ingreso por concepto de agua para riego se estimó en USD \$ 55,824,676 por año para el caso de la alternativa que se compone de dos reservorios.

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	LV_La Villa 90.13	LV_El Gato 125.16 + La Villa 191.98
VPN ingresos	\$ 127,269,430	\$ 270,417,924
VPN costos	\$ 226,423,324	\$ 700,418,503
VPN Flujo caja	\$ (99,153,894)	\$ (430,000,579)
TIR	7.50%	5%
ROI	-43.79%	-61%
Relación B/C	0.56	0.39

Los resultados de los análisis financieros muestran que las dos alternativas analizadas no presentan indicadores positivos, siendo LV\_La Villa 90.13 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.

Es importante resaltar que la alternativa LV\_La Villa 191.98 y LV\_El Gato 125.16 se compone de la suma de dos reservorios motivo por lo cual sus costos son mucho mayores que las de la alternativa LV\_La Villa 90.13.

Teniendo en cuenta que los estudios de estas alternativas se encuentran apenas en fase preliminar, aún existe incertidumbre en los costos de construcción de cualquiera de las alternativas, lo que puede influenciar los resultados obtenidos, se recomienda realizar diseños más detallados en siguientes fases del estudio para mejorar la precisión de los análisis financieros.

Desde el punto de vista técnico, las presas fueron planteadas con criterios de diseño actuales y siguiendo normativas vigentes que permiten asegurar su viabilidad técnica. 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. 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.

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, Categoría III en la normativa nacional (Decreto 123) y Categoría A en los Principios de Ecuador.

Con base en las fotografías aéreas disponibles en el Basemap de ArcGIS, se encontró que existe infraestructura que se afectaría por en los reservorios planteados. Para definir el nivel de afectación relativo entre alternativas de reservorio, se consideró que la afectación de las vías principales tiene un valor de 1, la afectación de las vías terciarias tiene un valor de 0,42, a las viviendas un valor de 0.2 y a los puentes de 0.1. En la Tabla 5 se presenta el resumen de la infraestructura identificada.

Tabla 5. Infraestructura afectada por los reservorios

Proyecto	Infraestructura Afectada			
	Viviendas (un)	Vías pavimentadas (km)	Vías terciarias (km)	Puentes (m <sup>2</sup> )
LV 90.13	10	9.9	0.0	250.0
LV 191.98	7	9.3	0.0	0.0
El Gato 125.16	37	9.0	0.0	360.0

Como resultado del análisis ambiental realizado 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 La Villa 90.13.

Posteriormente se realizó un análisis multicriterio que permitió concluir que desde los puntos de vista del cumplimiento de los objetivos del proyecto en cuanto a la capacidad de atender la demanda de agua del área de estudio, la evaluación ambiental y el requerimiento y posibilidad de trasvase hacia esta cuenca, la alternativa compuesta por La Villa 191.98 y El Gato 125.16 es mejor, mientras que desde el punto de vista financiero, social y de construcción requiriendo un menor de construcción la alternativa más favorable es La Villa 90.13. En la Tabla 6 se presenta los resultados del análisis multicriterio.

Tabla 6. Matriz multicriterio La Villa

Ítem	Alternativa	LV_La Villa 90.13	LV_La Villa191.98 + LV_El Gato 125.16
Objetivos del proyecto (Confiablez hídrica)		5.22	10.00
Rendimiento financiero		10.00	2.31
Evaluación social		10.00	3.72
Evaluación ambiental		7.14	10.00
Cronograma		10.00	7.78
Requerimiento y posibilidad de trasvase		2.39	10.00
TOTAL		7.50	7.01

Luego de analizar los aspectos ambientales, sociales y la posibilidad de atender la totalidad de la demanda de agua al área de estudio, ACP comunicó a INGETEC mediante comunicación IACC-SAA-397034-C013 que “conforme a la Sección 01 35 13 “Project Requirements” Párrafo 1.10.6 el cual indica que la ACP seleccionará una alternativa que será desarrollada por el contratista; le informamos que para la cuenca del río La Villa se seleccionó la alternativa LV\_La Villa 191.98 + LV\_El Gato 125.16 a fin de llevar los estudios a nivel de diseño preliminar”.

Por otra parte, para la definición del esquema de diseño preliminar de la presa El Gato se desarrollaron discusiones referentes a los riesgos asociados a implantar una presa rígida sobre tobas. Como se mencionó anteriormente, el resultado

de dicha discusión fue cambiar el tipo de presa a una presa de enrocado con cara de concreto (CFRD). El cambio de tipo de presa requirió cambios en la implantación de los elementos que conforman el esquema de desarrollo del proyecto teniendo en cuenta que los taludes de una presa CFRD son más tendidos en comparación a una presa CCR, entre los cambios más relevantes se incluye la necesidad de involucrar un vertedero lateral en el esquema de proyecto.

## 5. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DISPONIBLE

### 5.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

#### 5.1.1. Localización del área de estudio

La Cuenca del Río La Villa se localiza en la península de Azuero entre los 7°51'00" longitud Norte y los 80°33'30" longitud Oeste, en la provincia de Herrera y los Santos, con un área de 60,166.9 ha, sus límites corresponde a la provincia de Coclé, Los Santos y Veraguas, se encuentra en los distritos de Chitré, Pesé, Las Minas, Los Pozos y Macaracas. La Figura 1 muestra la localización del área de estudio (véase Anexo 1 – Esquemas).

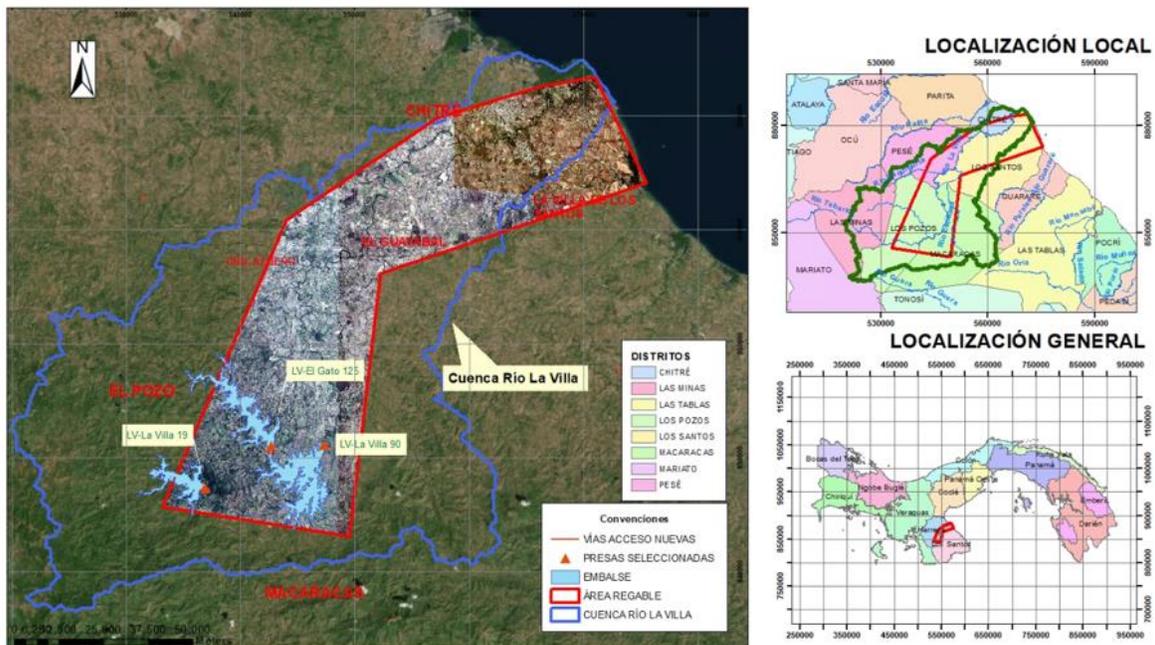


Figura 1. Localización del área de estudio

#### 5.1.2. Revisión de información geográfica

A continuación, se realiza la descripción de la información geográfica de cartografía base, modelo digital de elevación – MDE e imágenes disponibles del área de estudio. La información detallada puede consultarse en el Informe Intermedio de investigaciones topográficas N° 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.

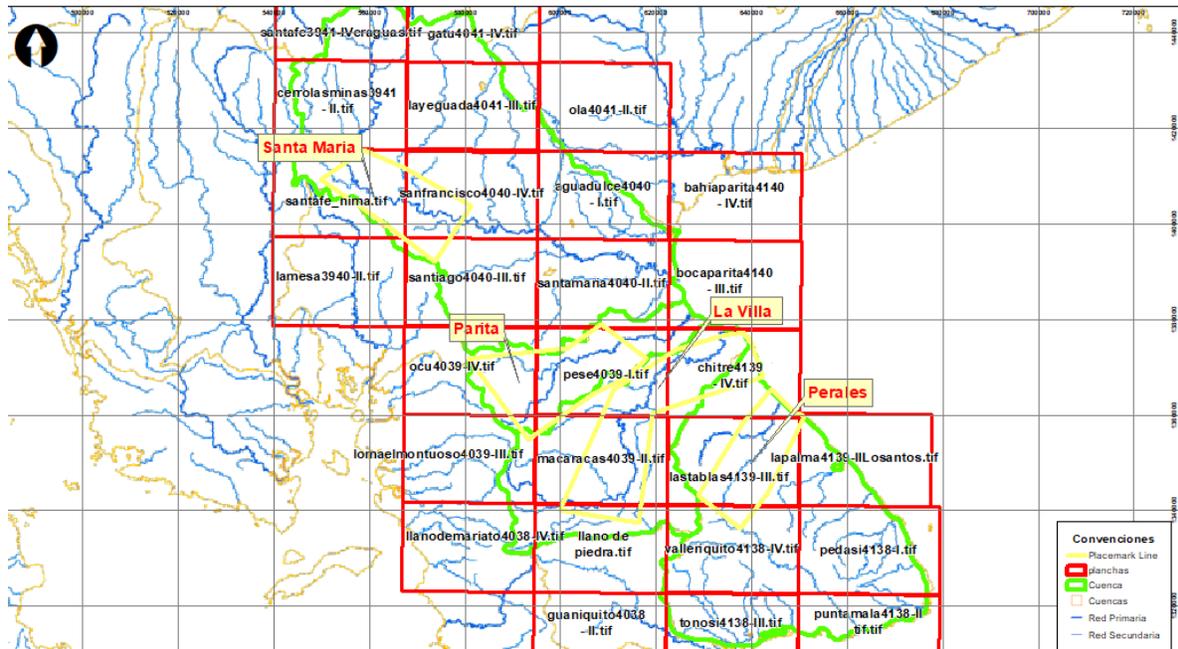


Figura 2. Distribución de planchas de la cartografía 50,000 IGNTN

### 5.1.2.2. Modelo Digital de Elevación - MDE

En el área de interés de los estudios de la cuenca del río La Villa, 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 y costo para poder obtener una restitución cartográfica adecuada para la etapa de diseño preliminar y de acuerdo al 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 7 se presentan las características del modelo JAXA utilizado en el presente estudio.

Tabla 7. 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 8.

Tabla 8. Diferencias JAXA con vértices IGNTG

AZUERO	VÉRTICES IGNTG	Modelo JAXA – Cota msnm	IGNTG – Cota msnm	Diferencia JAXA – IGNTG Cota msnm
--------	----------------	-------------------------	-------------------	-----------------------------------

				(m)
Parita	PESE	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
	TOM <sup>2</sup>	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 9. Vértices PESE - IGNTG

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

Tabla 10. Vértices CHITRE - IGNTG

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

Tabla 11. Vértices OCÚ - IGNTG

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

Tabla 12. Vértices PARIS PARITA - IGNTG

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

Tabla 13. Vértices CARIPA - IGNTG

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

Tabla 14. Vértices CHORRERA - IGNTG

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

Tabla 15. Vértices SAN MIGUELITO - IGNTG

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

Tabla 16. Vértices PACORA - IGNTG

Nombre de la Estación:		Características de la Marca:		
Pacora B.N.		Placa de Bronce de 8 cm.		
Número/Código:		Establecida por:		
		IGNTG/Contratista		
Localidad:		Ubicación:		
Pacora		Frente a Finca El Machetazo		
Datum:		Elipsoide:		
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84		
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal
09 ° 06 ' 04,753617 "		79 ° 16 ' 15,921435 "		55,0290 m.
X Geocéntrica		Y Geocéntrica		Z Geocéntrica
1172528,857 m.		-6188316,386 m.		1002237,654 m.
Norte		Este		Zona
1006507,480 m.		690005,876 m.		17
Modelo Geoidal		Altura Geoidal		Fecha
EGM-96		41,20 m.		ABRIL - 2001
				Orden
				RED PRIMARIA

Tabla 17. Vértices CHEPO - IGNTG

Nombre de la Estación:		Características de la Marca:		
Chepo		Placa de Bronce de 8 cm.		
Número/Código:		Establecida por:		
CHEP		IGNTG/Contratista		
Localidad:		Ubicación:		
Chepo		Frente a Instalaciones del MOP		
Datum:		Elipsoide:		
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84		
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal
09 ° 11 ' 11,330438 "		79 ° 05 ' 01,390540 "		32,3777 m.
X Geocéntrica		Y Geocéntrica		Z Geocéntrica
1192472,002 m.		-6182957,190 m.		1011533,344 m.
Norte		Este		Zona
1016031,351 m.		710554,551 m.		17
Modelo Geoidal		Altura Geoidal		Fecha
EGM-96		18,80 m.		ABRIL - 2001
				Orden
				RED BASICA

Tabla 18. Vértices PEDRO MIGUEL - IGNTG

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

Tabla 19. Vértices TOM<sup>2</sup> - IGNTG

Nombre de la Estación:		Características de la Marca:	
TOM2		Perno de Bronce de 3/4"	
Número/Código:		Establecido por:	
TOM2		IGNTG/Contratista	
Localidad:		Ubicación:	
Viejo Veranillo		Instalaciones IGNTG	
Datum:		Elipsoide:	
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84	
Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal	
08 ° 59 ' 06,163047 "	79 ° 32 ' 09,455368 "	43,3275 m.	
X Geocéntrica	Y Geocéntrica	Z Geocéntrica	
1144273,711 m.	-6195647,072 m.	989535,338 m.	
Norte	Este	Zona	
993520,013 m.	660941,869 m.	17	
Modelo Geoidal	Altura Geoidal	Fecha	Orden
EGM-96	29,96 m.	ABRIL - 2001	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 para realizar el planteamiento de alternativas de potenciales sitios de presas y reservorio para el desarrollo de ésta etapa.

### 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, se obtuvieron imágenes de los años 2015 y 2016 en Global Mapper sin cubrimiento de nubosidad de la cuenca del río La Villa.

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

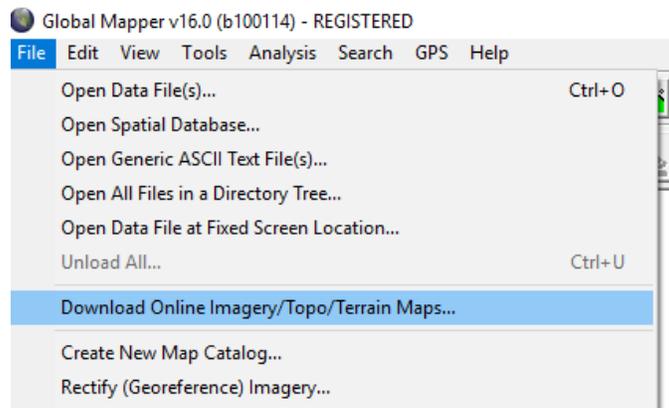


Figura 3. Global Mapper de online imágenes

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

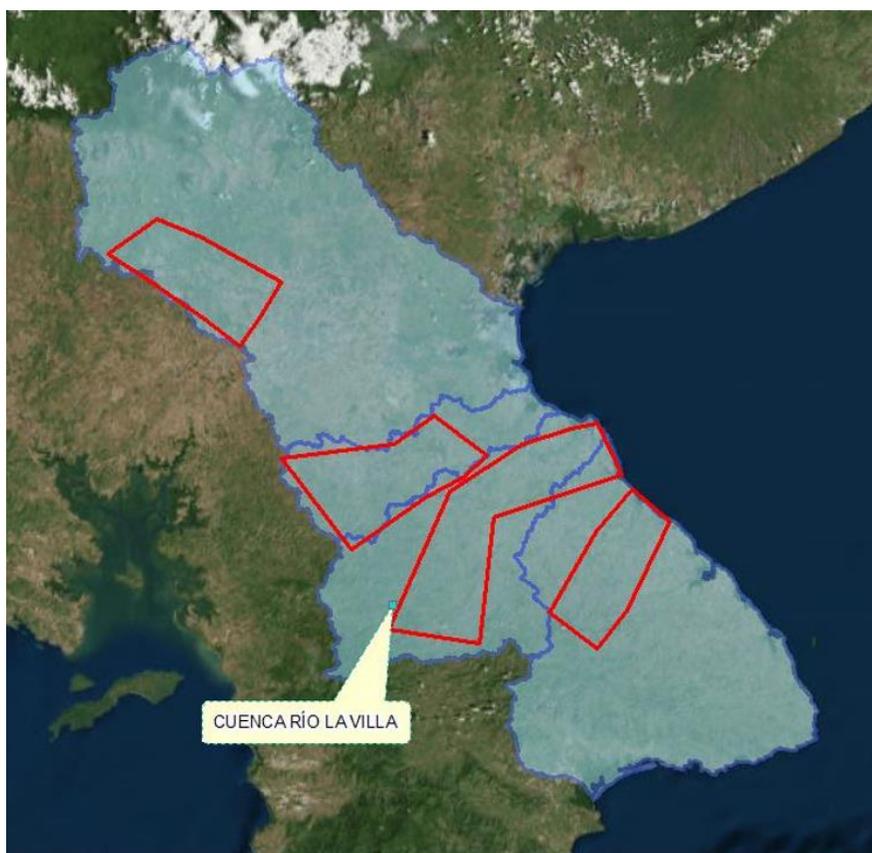


Figura 4. Global Mapper cubrimiento de las imágenes

## 5.2. LEVANTAMIENTO LIDAR Y BATIMETRÍAS

El Instituto Geográfico Nacional (IGNTG) estableció la red Magna Sirgas, como marco de referencia oficial para Panamá, el planteamiento para la materialización de la red GPS en la zona a Azuero se plantea a partir de vértices vinculados a dicha red geodésica establecida por el IGNTG

En el reconocimiento en campo al inicio de los trabajos, se ubicaron dos (2) vértices y un (1) BM (IGNTG), pertenecientes a la red nacional los cuales fueron ocupados como origen y comprobación de coordenadas los cuales corresponde a los vértices de CHITRE: Origen coordenadas horizontal y altura elipsoidal certificado por el IGNTG y a PESE: Origen coordenadas horizontal y altura elipsoidal certificado por el IGNTG.

Para el levantamiento LiDAR se realizó el levantamiento de una red geodésica y el levantamiento LiDAR propiamente, los cuales se describen a continuación.

### 5.2.1. Red Geodésica

La red geodésica se estableció mediante la materialización y el posicionamiento de puntos GNSS sobre el área general del Proyecto La Villa, equidistantes cada 30 Km. Los puntos GNSS fueron establecidos a partir del traslado de las coordenadas y cotas (x, y, z) de los vértices certificados del IGNTG, a los puntos GPS a materializar dentro del corredor del levantamiento. En desarrollo de los levantamientos, se realizó el posicionamiento de nueve (9) GNSS, dos (2) vértices, un (1) BM, distribuidos a lo largo del área del proyecto La Villa.

El marco de referencia o red geodésica del proyecto en la zona de Azuero - proyecto La Villa, se utilizó posicionamiento GPS de modo estático, los puntos generados, permiten georeferenciar los datos geográficos del proyecto y a partir de esta red geodésica realizar las labores en la toma y post proceso de la nube de puntos y fotografías aéreas del levantamiento LiDAR.

### 5.2.1.1. Amarre vértices (IGNTG)

Los puntos de la red geodésica (9 GPS) indicados, fueron referenciados y amarrados a los vértices IGNTG Chitre, Pese y CR6 – E. Las coordenadas geográficas de origen y control en el sistema de referencia WGS84 - UTM ZONA 17 Norte corresponde a la Tabla 20.

Tabla 20. Vértices IGNTG coordenadas geográficas- Origen y control red GPS AZUERO

COORDENADAS GEOGRAFICAS DATUM WGS84				
GPS	LATITUD	LONGITUD	ALTURA - Elipsoidal	ELEVACION (msmm)
CHITRE	N7°58'56.121197" m	O80°24'35.613401" m	21.0323 m	5.85
CR6E				12,0996 m
PESE	N7°54'29.212911" m	O80°36'45.790501" m	93,9673 m	78.22

### 5.2.1.2. Materialización Red Geodésica

Se planificó la red geodésica teniendo en cuenta la facilidad de acceso y el cubrimiento del área de interés, la red quedó conformada por un total de dos (2) vértices CHITRE y PESE (IGNTG), un (1) BM CR6-E (IGNTG) y 9 GNSS. En la siguiente imagen se muestra la localización de los puntos GNSS de la red geodésica en el área del proyecto de La Villa.

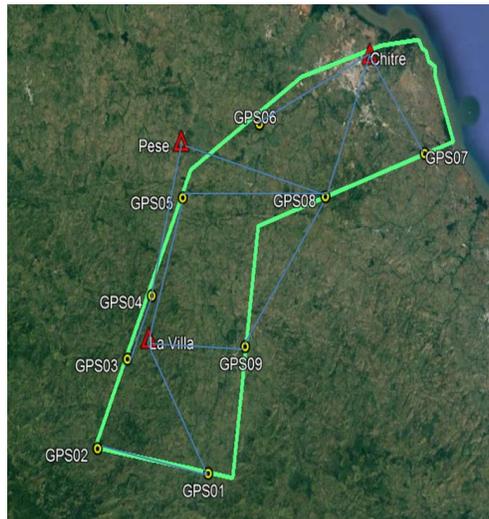


Figura 5. Red geodésica

Se materializaron los puntos GPS en campo de acuerdo a las siguientes características:

- Mojones de concreto con placa de bronce en el centro y empotrados a 70 cm de profundidad.

- Marcación en bajo relieve con el nombre de la empresa contratista, nombre del punto, número del contrato, nombre del proyecto y año de ejecución.
- Se utilizó formaleta en madera de medidas 30 cm X 30 cm x 70 cm, para realizar la materialización de los puntos GNSS.

### 5.2.1.3. Control Geodésico

La red de GPS está referida al sistema de referencia geocéntrico adoptado desde el año 2001, como marco de referencia geocéntrico nacional e implementación del Datum WGS84.

El modelo geoidal utilizado corresponde a EGM96, por medio de este modelo se calcularon las alturas referidas al nivel medio del mar de toda la red geodésica del proyecto (Tabla 21).

Tabla 21. Cronología control campo secciones GNSS

CONTROL DE CAMPO SESIONES GNSS AZUERO											
PUNTO GPS	RECEPTOR	SERIAL RECEPTOR	SESION	ARCHIVO	FECHA	DIA JULIANO	HORA INICIO	HORA FINAL	TIPO ANTENA	ALTURA ANTENA	OBSERVACIONES
CHITRE	GOMAX35PRO	3027	1	Base067u21	8/03/2018	67	7:21:00	15:36:00	INTERNA GSM/GPRS	1.442	altura medida a la base de la antena
CR6-E	GOMAX35PRO	2022	1	Chit067v35	8/03/2018	67	8:35:00	11:55:00	INTERNA GSM/GPRS	2.580	altura medida a la base de la antena
CHITRE	TRIMBLE 5700	2824	1	28240830.t01	24/03/2018	83	9:00:00	15:00:00	ZEPHYR GEODETTIC	1.460	altura medida a la fase de antena
PESE	GOMAX35PRO	2022	1	Pese083x24	24/03/2018	83	10:24:00	15:35:00	INTERNA GSM/GPRS	1.539	altura medida a la base de la antena
GPS05	GOMAX35PRO	2022	2	Pese084c23	24/03/2018	83	13:24:00	15:24:00	INTERNA GSM/GPRS	1.365	altura medida a la base de la antena
GPS06	GOMAX35PRO	2022	3	Pese083x50	24/03/2018	83	10:52:00	12:52:00	INTERNA GSM/GPRS	1.443	altura medida a la base de la antena
GPS07	TRIMBLE 5700	2055	1	20550830.t01	24/03/2018	83	10:00:00	12:00:00	ZEPHYR GEODETTIC	1.505	altura medida a la fase de antena
GPS08	TRIMBLE 5700	2055	2	20550831.t01	24/03/2018	83	12:40:00	14:40:00	ZEPHYR GEODETTIC	1.494	altura medida a la fase de antena
CHITRE	TRIMBLE 5700	2824	1	28240840.t01	25/03/2018	84	7:45:00	15:00:00	ZEPHYR GEODETTIC	1.494	altura medida a la fase de antena
PESE	GOMAX35PRO	3027	1	Base084u51	25/03/2018	84	7:53:00	16:30:00	INTERNA GSM/GPRS	1.529	altura medida a la base de la antena
GPS01	TRIMBLE 5700	2055	2	20550841.t01	25/03/2018	84	12:15:00	14:15:00	ZEPHYR GEODETTIC	1.438	altura medida a la fase de antena
GPS02	GOMAX35PRO	2022	1	Pese084v38	25/03/2018	84	8:38:00	11:08:00	INTERNA GSM/GPRS	1.281	altura medida a la base de la antena
GPS03	GOMAX35PRO	2022	2	Pese085a20	25/03/2018	84	11:20:00	13:50:00	INTERNA GSM/GPRS	1.360	altura medida a la base de la antena
GPS04	GOMAX35PRO	2022	3	Pese085d03	25/03/2018	84	14:05:00	14:05:00	INTERNA GSM/GPRS	1.155	altura medida a la base de la antena
GPS09	TRIMBLE 5700	2055	1	20550840.t01	25/03/2018	84	9:06:00	11:10:00	ZEPHYR GEODETTIC	1.277	altura medida a la fase de antena

### 5.2.1.4. Mediciones y ajustes de la red

La ventana de medición de PDOP de los vectores de la red (dilución de la precisión en la posición 3D; indicativo de la calidad de la configuración geométrica de los Satélites) es menor a 5 y con un número mínimo de satélites simultáneos de 5, de esta forma se aseguró el posicionamiento 3D de los puntos observados de los vértices de GPS, los datos fueron colectados con una inclinación de la máscara de elevación mínima de 10° grados (Desde el horizonte aumentando hacia el Zenit) y un intervalo de grabación de 5" con un mínimo de cuatro satélites comunes. Para el ajuste en horizontal se fijó el vértice CHITRE, certificado en latitud, longitud y altura elipsoidal, como comprobación se utilizó el vértice PESE certificado en coordenadas UTM Zona 17N con altura elipsoidal y modelo geoidal EGM96, para el cálculo de la elevación geométrica se fijó el BM - CR 6 E perteneciente a la red primaria de nivelación nacional.

#### 5.2.1.4.1. Diferencias coordenadas certificadas IGNTG con coordenadas ajustadas

Al realizar el ajuste a partir de los datos del vértices CHITRE, se notó una diferencia promedio de E0.037 mm y N-0.028 mm en la llegada al vértice PESE, para los vectores de la red geodésica en promedio a Este 0.0536 mm y a Norte -0.0061 mm (Ver Tabla 22).

Tabla 22. Coordenadas IGNTG vs Coordenadas ajustadas

COORDENADAS SIN AJUSTAR					COORDENADAS AJUSTADAS					DIFERENCIAS			
SISTEMA UTM ZONA 17N DATUM WGS84					SISTEMA UTM ZONA 17N DATUM WGS84								
GPS	E ESTE	NORTE	ELEVACION GEOMETRICAS	ALTURA	GPS	E ESTE	NORTE	ELEVACION	ALTURA	E ESTE	NORTE	ELEVACION GEOMETRICAS	ALTURA
CHIT	565033,276	882382,720	5,807	21,032	CHIT	565033,276	882382,720	5,807	21,032	0,000	0,000	0,000	0,000
CR6E	563739,017	877897,458	12,099		CR6E	563739,008	877897,455	12,099		0,009	0,003	0,000	0,000
GPS01	546342,796	844313,774	149,276		GPS01	546342,714	844313,765	149,277		0,082	0,009	-0,001	0,000
GPS02	533807,945	846793,570	409,333		GPS02	533807,854	846793,584	409,333		0,091	-0,014	0,000	0,000
GPS03	536689,511	854406,497	247,957		GPS03	536689,436	854406,514	247,958		0,075	-0,017	-0,001	0,000
GPS04	540103,220	859394,147	306,915		GPS04	540103,157	859394,163	306,916		0,063	-0,016	-0,001	0,000
GPS05	543235,002	869018,000	81,084		GPS05	543234,957	869018,021	81,084		0,045	-0,021	0,000	0,000
GPS06	551960,765	876019,098	56,572		GPS06	551960,741	876019,113	56,572		0,024	-0,015	0,000	0,000
GPS07	568272,307	873574,605	27,601		GPS07	568272,296	873574,591	27,601		0,011	0,014	0,000	0,000
GPS08	556882,848	866999,233	59,470		GPS08	556882,814	866999,231	59,471		0,034	0,002	-0,001	0,000
GPS09	550294,916	856113,557	84,247		GPS09	550294,858	856113,554	84,247		0,058	0,003	0,000	0,000
PESE	542687,840	874159,633	78,245	93,967	PESE	542687,803	874159,661	78,245	94,038	0,037	-0,028	0,000	-0,071

#### 5.2.1.4.2. Sistema vertical

Se utilizó la técnica de medición GPS estático para establecer la red geodésica de control y su densificación. Las alturas están referidas a un elipsoide de revolución. Para calcular las alturas elipsoidales a alturas ortométricas (nivel medio del mar), se utilizó el modelo geoidal EGM96.

#### 5.2.1.4.3. Información final de coordenadas

La siguiente tabla muestra las coordenadas finales planas WGS84 – UTM - Zona 17N Datum WGS84 y geodésicas en Azuero (Ver Tabla 23).

Tabla 23. Coordenadas planas UTM 17N WGS84 finales La Villa

SISTEMAS DE COORDENADAS UTM ZONA 17N DATUM WGS84			
GPS	ESTE	NORTE	ELEVACION (m)
CR6E	563739.017	877897.458	12.099
GPS01	546342.796	844313.774	149.276
GPS02	533807.945	846793.570	409.333
GPS03	536689.511	854406.497	247.957
GPS04	540103.220	859394.147	306.915
GPS05	543235.002	869018.000	81.084
GPS06	551960.765	876019.098	56.572
GPS07	568272.307	873574.605	27.601
GPS08	556882.848	866999.233	59.470
GPS09	550294.916	856113.557	84.247
PESE	542687.840	874159.633	78.245

#### 5.2.2. Levantamiento LiDAR

A continuación se presenta la descripción y desarrollo de las actividades realizadas en campo y oficina del levantamiento de una misión de vuelo combinado (Cámara digital-LiDAR), para la toma de la nube de puntos y la toma de fotografías aéreas para la obtención de:

Trabajos de Campo

- Red Geodésica
- Levantamiento LiDAR y toma de fotografías aéreas.

#### Trabajos de Oficina

- Postproceso nube de puntos del levantamiento LiDAR
- Postproceso fotografías aéreas (Modelo de aerotriangulación)
- Obtención del Modelo Digital de Elevación (DTM) y Modelo Digital de Superficie (DSM)
- Obtención de la ortofoto
- Generación de curvas de nivel cada 1 m
- Restitución de la planimetría

#### 5.2.2.1. Planificación del vuelo en base a las características geométricas

Dada la delimitación de la zona a sobrevolar y con el apoyo de la cartografía existente, así como en datos de campo, se realizó la planificación del vuelo fotogramétrico densidad de 12 puntos/m<sup>2</sup> y tamaño mínimo de 5 cm pixel (GSD).

##### 5.2.2.1.1. Componentes del sistema

El sistema utilizado es un conjunto combinado de cámara fotogramétrica de medio formato Phase One iXA-R 180 de 80 Mp y sistema LiDAR Riegl VQ 480i de 550 KHz, ambos de última generación.

##### 5.2.2.1.2. Parámetros de vuelo combinado LiDAR/cámara

La parametrización del sensor LiDAR se realizó con la aplicación del Software Aeroplan. Los parámetros generales del vuelo fotogramétrico y LiDAR planificado se resumen en la Tabla 24.

Tabla 24. Características generales del vuelo

Altura de vuelo sobre el terreno (m)	467
Velocidad del vuelo (Km/h)	167
Angulo de visión (°)	68
Densidad mínima de la nube LiDAR (pts/m <sup>2</sup> )	4
Ancho de faja (m)	502
GSD (Tamaño de pixel) (cm)	5.4
Recubrimiento longitudinal (%)	65
Recubrimiento transversal (%)	35

##### 5.2.2.1.3. Control de calidad del vuelo planificado

Tras realizar la planificación, ésta se sometió a un exhaustivo control de calidad para garantizar que se cumplan las características exigidas por el cliente. En este proceso las líneas de vuelo planificadas son proyectados sobre un Modelo Digital de Elevaciones Global (SRTM), obteniendo una base de datos con información alfanumérica y un gráfico CAD que permitió realizar un análisis visual de la planificación.

De igual forma, se proyectaron las pasadas LiDAR para garantizar los recubrimientos y los límites de variación de cota, el registro continuo de pulsos y la densidad media, en base a esto se determinaron que para el proyecto eran necesarias 93 fajas de vuelo.



Figura 6. Líneas de vuelo  
Fuente: elaboración propia del autor

#### 5.2.2.1.4. Montaje e instalación del sistema

Se llevó a cabo el montaje e instalación del sistema Riegl VQ480i equipado con cámara digital Phase One iXA-R 180. Esta actividad fue realizada por personal técnico de la empresa en instalaciones localizadas en el aeropuerto. El montaje se realizó la avioneta Cessna 182. En las siguientes imágenes se muestran diversos detalles de la instalación del sistema.

#### 5.2.2.1.5. Medida desplazamientos IMU – ANT. GNSS

La IMU es el dispositivo central en el cálculo inercial. Las medidas tomadas por el receptor/antena GNSS a través de la antena deben ser corregidas para llevarlas hasta la unidad inercial.

Durante el montaje se midieron las coordenadas de la antena GNSS respecto a los ejes coordenados de la IMU. Para ello se utilizó una estación total con medición de distancias por láser sin prisma. El resultado de los desplazamientos medidos fue:  $X = 0.6273$  m;  $Y = -0.4617$  m;  $Z = 1.7414$  m. Estas mediciones corresponden a la distancia entre la antena GNSS y la IMU.



Figura 7. Medida desplazamiento IMU – Antena GNSS  
Fuente: elaboración propia del autor

#### 5.2.2.1.6. Trabajos de calibración del sistema inercial – cámara y/o tecnología LiDAR

Para garantizar la calidad de los parámetros de orientación externa, se realizó después de la manipulación de la cámara/LiDAR, una calibración del sistema inercial. Mediante el vuelo de calibración se calculó la desalineación entre el

sistema de coordenadas de la IMU y los ejes de cada sistema. De forma general, se realizó la calibración del sistema inercial para cada combinación LiDAR/cámara/Avioneta en el cálculo de corrección roll, pitch y heading.

#### 5.2.2.1.7. Ejecución del vuelo

En este apartado se presenta el procedimiento seguido en la ejecución del vuelo fotogramétrico.

- Información meteorológica
- Comprobación de la información y sistemas
- Realización del vuelo
- Volcado de la información
- Envío de información a oficina
- Control de calidad de cada misión de vuelo ejecutado

Al finalizar cada jornada de vuelo se realizó también un control de calidad, comprobando la integridad de la información capturada. En este control se analizaron los ficheros de imágenes comprobando la correcta adquisición de estas y verificando el número de imágenes capturadas y su correspondencia con el número de disparos realizados durante el vuelo.

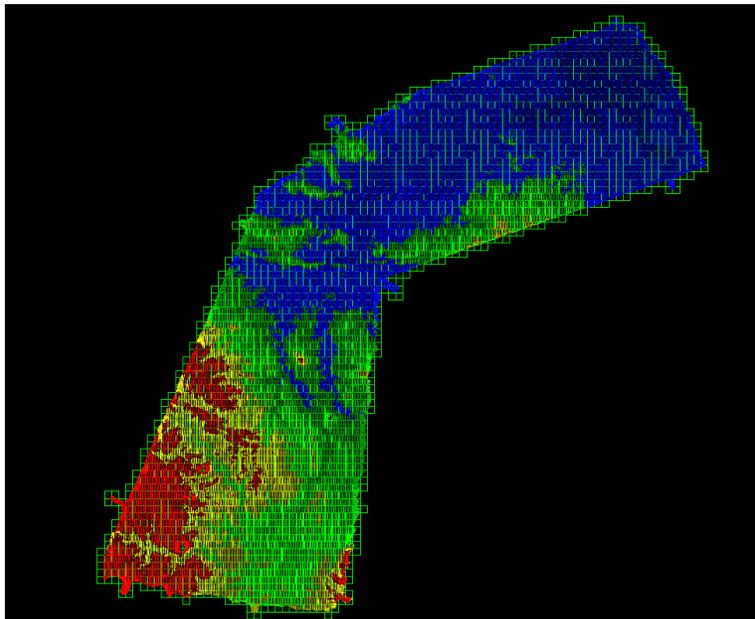


Figura 8. Control de calidad  
Fuente: elaboración propia del autor

Se verificaron también los números de satélites disponibles durante el vuelo, los ángulos de captura respecto a la vertical durante las pasadas, se verificó que el balanceo durante los giros de la aeronave fuera inferior a  $20^\circ$ , y también la continuidad en la captura GPS/IMU.

Como resultado de estos cálculos se obtuvieron:

- Trayectorias de vuelo para cada día misión de vuelo (Fichero solución procedente del cálculo de trayectoria DGPS/IMU (Archivo \*.trj y \*.txt “))
- Coordenadas de los centros de proyección con altitudes elipsoidales.
- Ángulos de orientación Omega, Phi y Kappa de cada fotografía.

El procesamiento de datos se realizó inicialmente en el software INERTIAL, programa en el cual se define, calcula y procesa la trayectoria del avión y los foto-centros de las imágenes asociado a la información obtenida por medio del receptor GNSS del avión y el procesamiento geodésico de la información se realizó empleando el método denominado "PPP" (Precise Point Positioning).

Los resultados del cálculo GPS/INS fueron sometidos a un control de calidad directo mediante la evaluación de las precisiones resultantes, garantizando precisiones inferiores a 10 cm (X, Y, Z), los errores máximos del vuelo LiDAR encontrados fueron de 0.07 m en X (coordenadas Este), 0.04 m en Y (coordenadas Norte) y de 0.05 m en Z (Altura).

Para el vuelo LiDAR, el Position Dilution of Precision (PDOP) máximo que se obtuvo fue de 1.39, el cual es una medida de la geometría satelital en el cual a menor número mejor es la geometría entre el punto y los satélites, para el vuelo LiDAR el número mínimo de satélites observados por el sensor GNSS en algún momento del vuelo fue de 15, lo cual proporciona información suficiente para los cálculos de coordenadas.

- Post – proceso de los datos LiDAR

La información LiDAR registrada para misión de vuelo se compone a Raw Laser, datos brutos procedentes del sensor en sistema WGS84.1 y a datos inerciales (GPS-IMU), procedentes del sistema inercial. El postproceso de los datos brutos de sensor procedentes de vuelo fue realizado mediante el software RI Process de la casa RIEGL, del procesado de datos se obtienen ficheros binarios en formato \*.las (Laser Airborne Scanner), los cuales contienen la información de coordenadas planimétricas y altimétricas, intensidad, número e información de retorno, ángulo de escaneo y marca de tiempo de cada uno de los puntos.

- Edición de datos LiDAR.

Previo a la edición de los datos LiDAR se llevó a cabo un análisis las pasadas o flightlines capturadas, con el fin de asegurar que estos cumplen las características y condiciones mínimas del proyecto tales como cobertura y densidad de puntos. Para ello se visualizaron todos los puntos por línea de vuelo y se comprobó la cobertura global sobre el área de trabajo. Una vez analizados los datos, se genera un proyecto por bloques que divide la información en tiles o áreas más pequeñas, facilitando de esta manera el proceso de edición y generación de productos finales.

- Ajuste al terreno de los datos LiDAR mediante empleo de pasadas transversales

Además de la calibración del sensor LiDAR realizado durante el vuelo de calibración, se realizó un ajuste altimétrico de las pasadas del vuelo a partir de un conjunto de pasadas transversales ajustadas al terreno mediante campos o Grillas de control, que sirven para determinar la corrección en la componente Z que debe ser aplicada a cada pasada longitudinal.

#### *5.2.2.1.8. Clasificación automática de datos LiDAR*

Para la clasificación automática inicial de los puntos LiDAR es necesario definir rutinas de búsqueda de los principales parámetros del relieve, esta labor se realiza con apoyo del modelo SRTM (Modelo global altimétrico) el cual tiene el mismo sistema de jerarquización para cada una de las clases de clasificación de la ASPRS (Standart LIDAR point classes) y no genera ningún tipo de incompatibilidad entre una y otra y de las imágenes de intensidad de los datos LiDAR.

Una vez establecidos los parámetros idóneos para cada una de las zonas del proyecto (zonas llanas, zonas de montaña, zonas urbanas, etc.), diferenciadas según las características orográficas, se procedió con la clasificación automática con el fin de obtener una clasificación preliminar de los puntos LiDAR, diferenciando entre los que pertenecen al terreno y los que pertenecen a la superficie (Ground y Default).

<b>Initial points</b>		
Select:	Aerial low + Ground points	
Max building size:	60.0	
<b>Classification maximums</b>		
Terrain angle:	88.00	degrees
Iteration angle:	6.00	degrees to plane
Iteration distance:	1.40	to plane
<b>Classification options</b>		
<input checked="" type="checkbox"/>	Reduce iteration angle when	
	Edge length <	5.0

Figura 9. Parámetros de clasificación del terreno  
Fuente: elaboración propia del autor

#### 5.2.2.1.9. Depuración manual de datos LiDAR

Dado que la clasificación automática inicial no es válida en el 100% del área cubierta con datos LiDAR, se hace necesaria una depuración detallada del terreno y de los elementos de la superficie.

La depuración de datos se realizó para cada bloque o tile 500x500 metros en los que se dividió la nube de puntos, clasificando los puntos en la capa correspondiente, tanto si el producto a generar es un modelo digital de terreno, como si se trata de un modelo digital de superficie.

#### 5.2.2.1.10. Cálculo del modelo de ajuste local de ondulación.

Posterior al análisis de la información y de realizar el Control de Cotas de la nube de puntos en cota elipsoidal vs la cota Ortométrica, se realizó el cálculo de la ondulación (diferencias entre la altura Elipsoidal y Local). En la Tabla 25 se observa la comparación entre las alturas de la cota ortométrica de la red GPS y la nube de puntos Elipsoidal.

Tabla 25. Control cotas Orto vs LiDAR elipsoidal

ID	X	Y	Ajuste Ortométrico
GPS01	546342.714	844313.765	-19.573
GPS02	533807.854	846793.584	-18.957
GPS03	536689.436	854406.514	-18.912
GPS04	540103.157	859394.163	-18.794
GPS05	543234.957	869018.021	-18.416
GPS06	551960.741	876019.113	-17.758
GPS07	568272.296	873574.591	-18.149
GPS08	556882.814	866999.231	—
GPS09	550294.858	856113.554	-19.053

Fuente: elaboración propia del autor

A partir de estas diferencias, se realizó un modelo de ajuste local a cota. La metodología de ajuste a cota local se basa en aplicar el modelo con las alturas procesadas en la red levantada topográficamente y la nube de puntos elipsoidal, obteniendo de esta manera una nube de puntos LiDAR en altura local.

#### 5.2.2.1.11. Control cotas red geodésica vs LiDAR

Tras realizar el modelo de ajuste a cota local y con el objetivo de determinar la bondad del modelo de ajuste local realizado, se ejecuta el control de cotas ortométrico comparando la nube de puntos LiDAR ajustada al modelo de alturas local con las coordenadas de la red geodésica (ver Tabla 26).

Tabla 26. Resultados control cotas red geodésica vs nube de puntos LiDAR, ajustada al modelo Local

ID	X	Y	Zorto terreno	Z Laser Orto	Dz Orto
GPS01	546342.714	844313.765	168.850	149.28	0.003
GPS02	533807.854	846793.584	428.290	409.33	-0.003
GPS03	536689.436	854406.514	266.870	247.96	0.002
GPS04	540103.157	859394.163	325.710	306.92	0.004
GPS05	543234.957	869018.021	99.500	81.08	-0.004
GPS06	551960.741	876019.113	74.330	56.57	-0.002
GPS07	568272.296	873574.591	45.750	27.6	-0.001
GPS08	556882.814	866999.231	—	—	—
GPS09	550294.858	856113.554	103.300	84.25	0.003

Fuente: elaboración propia del autor

Como se observa en la siguiente tabla, posterior al ajuste, para la nube de puntos ortométrica se obtuvo un error medio de diferencia en cota de 0.033m, con desviaciones estándar de 0.054 m, con una diferencia máxima de 0.193 m y una mínima de -0.117 m (Ver Tabla 27).

Tabla 27. Resultado estadístico ajuste cotas

<b>Average dz</b>	<b>0.033</b>
<b>Minimum dz</b>	<b>-0.117</b>
<b>Maximum dz</b>	<b>0.193</b>
<b>Average magnitude</b>	<b>0.039</b>
<b>Root mean square</b>	<b>0.063</b>
<b>Std deviation</b>	<b>0.054</b>

Fuente: elaboración propia del autor

#### 5.2.2.2. Apoyo fotogramétrico – modelo aerotriangulación

La fase de Apoyo Fotogramétrico comprende todos los trabajos de planificación, señalización observación y procesado que se requieren para determinar la posición altimétrica y planimétrica de los Puntos de Apoyo (PA) fotogramétricos, necesarios para la aerotriangulación de los fotogramas obtenidos en el vuelo.

##### 5.2.2.2.1. Aerotriangulación

La aerotriangulación es el proceso por el que se obtiene la orientación externa precisa de fotogramas aéreos en el sistema de referencia establecido para el proyecto, materializado por los puntos de apoyo. El proceso de aerotriangulación automática se realiza mediante la utilización del software Agisoft Photoscan.

- Planificación de trabajos de Aerotriangulación

La definición del bloque. Consiste en configurar los parámetros generales del bloque de trabajo:

- Localización y tamaño del bloque.
- Datos de vuelo: escala o resolución, cámara, GPS, IMU, etc.
- Número de pasadas y longitud de las mismas.
- Situación de pasadas transversales (en caso de que existan).
- Indicación del sistema de referencia.

- Establecimiento de las tolerancias de precisión.
- Localización y características de las imágenes.

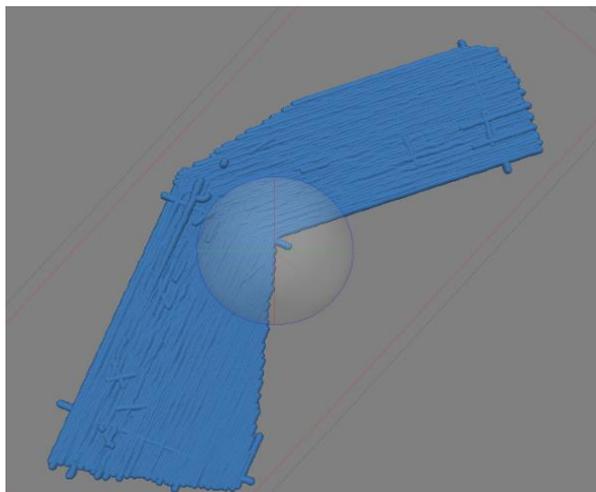


Figura 10. Definición del bloque modelo aerotriangulación  
Fuente: elaboración propia del autor

- Ejecución de los trabajos de aerotriangulación

El proceso de la aerotriangulación se realizó tras la finalización del post-procesado y validación de datos GPS/IMU e imágenes.

La aerotriangulación se realizó por métodos digitales, empleando parámetros de apoyo aerotransportado GPS y/o GPS/IMU, para realizar la orientación interna y la determinación de los puntos enlace.



Figura 11. Precisión y enlace del bloque  
Fuente: elaboración propia del autor

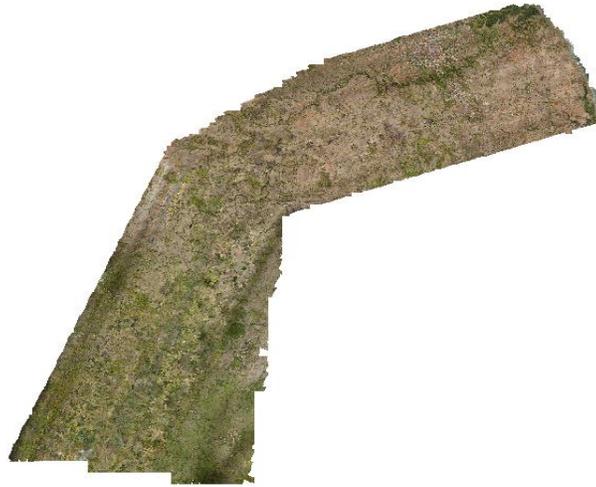


Figura 12. Interface gráfica estéreo digital – distribución de puntos  
Fuente: elaboración propia del autor

Las precisiones obtenidas del procesamiento del modelo de Aero triangulación corresponde a:

- Error estándar para la orientación interior 0,7 píxel.
- Error estándar para el ajuste relativo, 1 píxel.
- Error estándar para el ajuste absoluto, 3 píxel.

Los Resultados finales corresponde a la generación de las ortofotos se usó el método correlación automática de imágenes en Agisoft Photoscan, el cual incluye para Fase 2 un total de 20406 fotografías del proyecto.

Como resultado de esta fase 2 se obtuvieron los siguientes productos:

- 2795 imágenes RGB, a resolución 5 cm e formato ECW.
- Fichero AUX de georreferenciación.

#### 5.2.2.3. Modelo digital del terreno (dtm)

El procesamiento del Modelo Digital de Terreno (DTM) se realizó a partir del último Eco de la información LIDAR y mediante la interpolación exclusivamente de los puntos clasificados como terreno, generando una superficie. Este proceso es de interpolación, el cual se basa en la generación de un modelo de triangulación con interpolación lineal. Este método de interpolación se basa en la generación de una red de triángulos irregulares (TIN), en donde el interpolador se comporta como exacto, en él se utilizan todos los puntos del modelo de terreno para crear la superficie del terreno. En este procesamiento no se incluye ningún objeto como árboles, edificaciones, líneas eléctricas, entre otros.

#### 5.2.2.4. Modelo digital de superficie (dsm)

Se elaboró el Modelo Digital de Superficie a partir del primer Eco de la información de la nube de puntos del sensor LIDAR, interpolando los puntos clasificados, como vegetación, árboles, edificaciones, líneas eléctricas, entre otros.

#### 5.2.2.5. Ortofoto

La ortorrectificación es un procedimiento que elimina las distorsiones geométricas y de escalas inherentes en las fotografías aéreas producto de imperfecciones del sensor, variaciones topográficas y la curvatura de tierra. El resultado de este proceso es una imagen con la precisión cartográfica y escala en un mapa o plano, pero con el nivel de detalle alto y

se referenció en el sistema de referencia de coordenadas de planas WGS 84 UTM Zone 17N. La Ortofoto obtenida cuenta con una resolución de tamaño de pixel de 5 cm.

#### 5.2.2.6. Planimetría

La planimetría se obtuvo a partir de la identificación y la fotointerpretación de los elementos presentes en la ortofoto. En esta se realizó la vectorización de los elementos que se localizan en el área de la Villa a escala 1:2000, como las vías, ríos, líneas de energía y construcciones. Posteriormente, la información de la planimetría fue validada con la información obtenida del Modelo Digital de Superficie (DSM).

Los elementos capturados de la ortofoto corresponden a: Drenaje sencillo, Borde de agua, Canal sencillo, Línea costera, Límite de vía, Límite de vía aproximada, Camino sendero, Puente, Construcción. A partir de la información geográfica capturada de la planimetría para cada una de las áreas de La Villa, los datos se estructuraron y se migraron a una geodatabase geográfica a escala 1:2000.

#### 5.2.3. Levantamiento Topográfico – Batimetrías

Adicional a los levantamientos LiDAR, se realizó el levantamiento con topografía convencional y levantamiento de secciones topo batimétricas de las áreas específicas de los proyectos La Villa y El Gato.

A continuación se presenta la descripción y desarrollo de las actividades realizadas en campo y oficina de la materialización, posicionamiento de los Puntos de Control, el levantamiento de la nube de puntos con topografía convencional y la toma de las secciones batimétricas.

##### 5.2.3.1. Red Geodésica

Con el fin de amarrar los trabajos del levantamiento topográfico y las secciones batimétricas, los levantamientos se amarraron al GPS 3 de la red geodésica establecida para el amarre de los trabajos del levantamiento LiDAR del aérea de La Villa, a partir del GPS3 se materializó y geo referencio con equipos GPS de doble frecuencia y con el fin de realizar triangulaciones, se posicionaron cuatro (4) puntos de control (PC-01 y PC02), área de La Villa, (PC-03 y PC04), área del Gato.

Teniendo en cuenta las distancias máximas de los vectores que se forman entre la base GPS-03 y cada uno de los PC, cuya longitud máxima es de 7.1 km, se estimó un periodo mínimo de toma de datos de 55 minutos obedeciendo a la formula  $(5 \text{ min} \times \text{km}) + 15 \text{ min}$  adicionales para estabilización del equipo, sin embargo, los periodos de la toma de datos que se registraron corresponden a 70 minutos aproximadamente para cada PC.

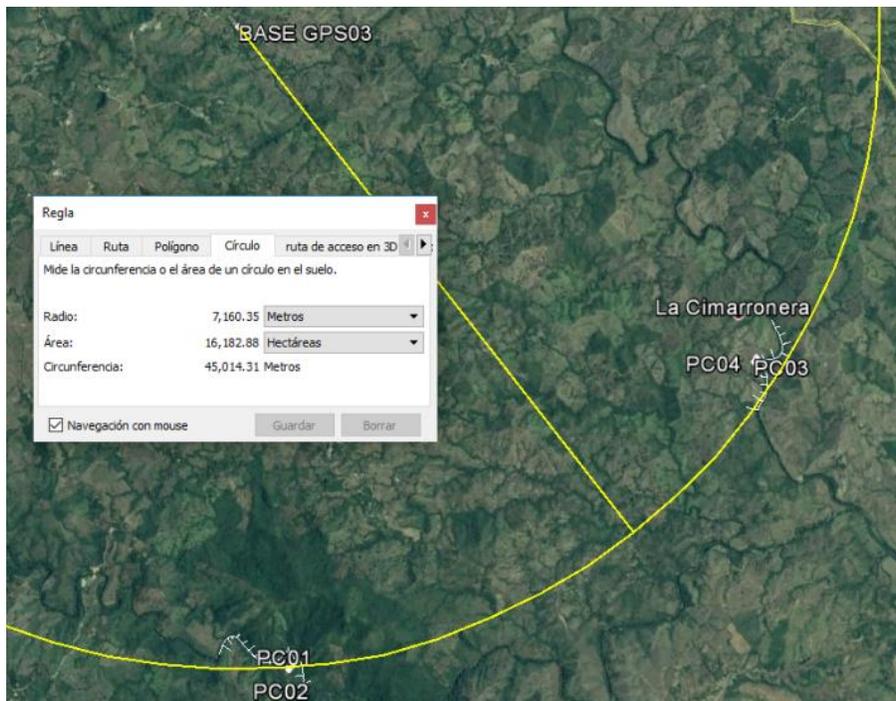


Figura 13. Longitud de 7.1 km del GPS3 base a los PC  
Fuente: elaboración propia del autor

#### 5.2.3.1.1. Procesamiento datos

A partir del módulo planing del software Trimble Bussines Center (TBC) Versión 2.2, se presenta el registro del PDOP o cobertura satelital entre las fechas en las cuales se realizaron las observaciones GNSS (ver Tabla 28).

Tabla 28. Procesamiento línea base

Observación	De	A	Tipo de solución	Prec. H. (m)	Prec. V. (m)	Aci. geod.	Dist. elip (Metro)	Altura (Metro)
GPS-03 — PC-01 (B1)	GPS- 03	PC- 01	Fijo	0.007	0.014	175°44'07"	7146.225	-13.544
GPS-03 — PC-03 (B2)	GPS- 03	PC- 03	Fijo	0.008	0.012	123°21'39"	6893.000	-63.855
PC-01 — PC-02 (B3)	PC-01	PC- 02	Fijo	0.003	0.005	223°05'33"	58.616	23.706
GPS-03 — PC-02 (B4)	GPS- 03	PC- 02	Fijo	0.008	0.016	176°04'45"	7186.062	10.162
PC-03 — PC-04 (B5)	PC-03	PC- 04	Fijo	0.003	0.005	27°53'51"	51.989	-1.719
GPS-03 — PC-04 (B6)	GPS- 03	PC- 04	Fijo	0.008	0.012	122°55'49"	6888.239	-65.572

#### 5.2.3.1.2. Cronología de la medición red geodésica

La toma de los datos en campo consiste en la planeación y diseño de circuitos de adquisición diaria, con el fin de que los valores DOP cumplan con los requerimientos técnicos, con la ayuda del módulo de planeación del software TBC (Trimble

Bussiness Center), se logra realizar esta actividad; obteniendo, un informe detallado de los valores GDOP, TDOP, PDOP, HDOP y VDOP, previo a los rastreos (ver Tabla 29).

Tabla 29. Lista de valores de DOP

		<b>Planning: Lista de valores DOP</b>								
<a href="http://www.trimble.com">www.trimble.com</a>		Planning / Copyright (C) 2001 - 2008 by Trimble Navigation Limited.								
Nombre de la estación	GPS-03									
Latitud	7° 46'									
Longitud	80° 40'									
Altitud	264 [m]									
Intervalo de Tiempo	12/02/2019/07:00:00 a.m. - 12/02/2019/05:00:00 p.m.									
Zona Horaria	Hora est. Pacífico, Sudamérica (DST)									
Desviación UTC	-4.0 [h]									
Límite de elevación	10°									
Editor de obstrucción	0%									
GPS Satélites	2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32									
Glonass Satélites	4 6 7 9 10 11 13 14 15 17 18 19 20 21 22 23 24									
Galileo Satélites	- ninguno -									
Compass Satélites	- ninguno -									
<b>Tiempo</b>	<b>GDOP</b>	<b>TDOP</b>	<b>PDOP</b>	<b>HDOP</b>	<b>VDOP</b>	<b>GPS</b>	<b>GLN</b>	<b>GAL</b>	<b>COM</b>	<b>Total</b>
07:00	2.02	1.28	1.57	0.66	1.42	11	5	0	0	16
07:01	2.01	1.28	1.56	0.66	1.41	11	5	0	0	16
07:02	2.00	1.27	1.55	0.65	1.40	11	5	0	0	16
07:03	1.99	1.27	1.54	0.65	1.40	11	5	0	0	16
07:04	1.81	1.16	1.40	0.61	1.26	12	5	0	0	17
07:05	1.81	1.16	1.39	0.61	1.25	12	5	0	0	17
07:06	1.81	1.15	1.39	0.61	1.25	12	5	0	0	17
07:07	1.80	1.15	1.39	0.61	1.25	12	5	0	0	17
07:08	1.80	1.15	1.38	0.61	1.24	12	5	0	0	17
07:09	1.80	1.15	1.38	0.61	1.24	12	5	0	0	17
07:10	1.79	1.15	1.38	0.61	1.24	12	5	0	0	17
07:11	1.79	1.15	1.38	0.61	1.23	12	5	0	0	17
07:12	1.79	1.14	1.37	0.61	1.23	12	5	0	0	17
07:13	1.78	1.14	1.37	0.61	1.23	12	5	0	0	17

### 5.2.3.1.3. Ajuste coordenadas PC

Teniendo en cuenta la red de GPS previamente establecida del levantamiento LiDAR y como criterio de selección la distancia (7.1 km) más próxima a los levantamientos de La Villa y El Gato, el punto de GPS que se empleó como base para las coordenadas y cota corresponde al GPS-03. En la Tabla 30, se presentan las coordenadas de los Puntos de Control (PC), las diferencias (horizontal) en las coordenadas en Norte (0.001m) y Este (0.001 m) y las diferencias que se registran en (vertical) de la elevación (0.002 m) en los PC materializados en las áreas de La Villa y el Gato (ver Tabla 30 y Tabla 31).

Tabla 30. Coordenadas ajustadas y diferencias en Horizontal y Vertical

Punto (PC)	Este (m)	Este Error (m)	Valor norte (m)	Valor norte Error (m)	Elevación (m)	Elevación Error (m)	Fijo
GPS-03	536689.436	?	854406.514	?	247.958	?	ENe
PC-01	537226.204	0.001	847283.222	0.001	234.190	0.002	
PC-02	537186.208	0.001	847240.403	0.001	257.894	0.003	
PC-03	542447.396	0.001	850621.914	0.001	184.109	0.002	
PC-04	542471.671	0.001	850667.866	0.001	182.392	0.002	

Tabla 31. Coordenadas geodésicas ajustadas

ID de punto	Latitud	Longitud	Altura (m)	Altura Error (m)	Fijo
GPS-03	N7°43'46.14579"	O80°40'02.20803"	264.751	?	ENe
PC-01	N7°39'54.16991"	O80°39'44.86799"	251.207	0.002	
PC-02	N7°39'52.77657"	O80°39'46.17462"	274.913	0.003	
PC-03	N7°41'42.74729"	O80°36'54.34326"	200.898	0.002	
PC-04	N7°41'44.24295"	O80°36'53.54949"	199.178	0.002	

#### 5.2.3.1.4. Información final de coordenadas PC

La siguientes tabla se presenta las coordenadas finales planas WGS84 – UTM - Zona 17N de los Puntos de Control (PC) del área de La Villa y El Gato (ver Tabla 32).

Tabla 32. Coordenadas finales

ID	Este (m)	Norte (m)	Elevación (m)
GPS-03	536689.436	854406.514	247.958
PC-01	537226.204	847283.222	234.190
PC-02	537186.208	847240.403	257.894
PC-03	542447.396	850621.914	184.109
PC-04	542471.671	850667.866	182.392

#### 5.2.3.2. Levantamiento topografía convencional y secciones topo batimétricas

Se realizó el desplazamiento en campo a las áreas de La Villa y El Gato, con un equipo de batimetría el cual se compone de un GPS con sistema de doble frecuencia para adquisición de datos mediante la tecnología RTK para la adquisición de la nube de puntos en tiempo real, una estación total de topografía y una ecosonda mono haz para adquisición de los datos del cauce en las profundidades en los sitios navegables. Sin embargo, en campo se encontró con cuerpos de agua de bajo caudal que no permitieron la navegación en lancha, por esta razón se realizó el levantamiento topográfico por método convencional con estación total para el levantamiento de secciones transversales al eje del cauce a una distancia entre sí de aproximadamente 50 metros.

En el área de la Villa, se realizaron el levantamiento de 17 secciones topo batimétricas localizadas sobre el cauce del Río La Villa.



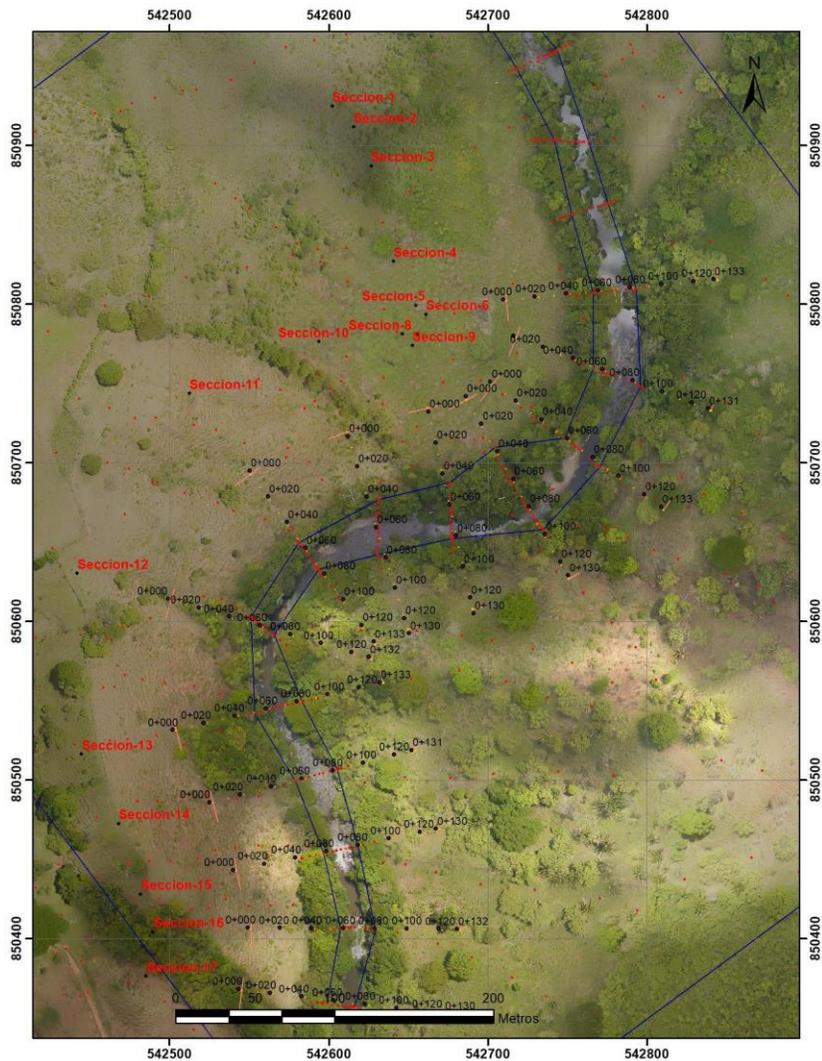


Figura 15. Levantamiento secciones topo batimétricas área del Gato  
Fuente: elaboración propia del autor

Los datos de las secciones batimétricas se complementaron en campo con la toma de una nube de puntos con RTK en las partes de terreno, para contar con un cubrimiento del área del levantamiento de La Villa y El Gato.

A partir de los Puntos de Control (PC), indicados para las áreas de La Villa y El Gato, se realizó el levantamiento de poligonal y deltas indicados en campo mediante estacas transitorias y a partir de los vértices de la poligonal se realizó la radiación convencional tomando ángulo y distancia para suministrar las coordenadas de cada punto de detalles de puntos en terreno, obstáculos o monumentos encontrados en la zona.

### 5.2.3.3. Revisión del levantamiento lidar con levantamiento topografía convencional

#### 5.2.3.3.1. Metodología

Se utilizó la información del levantamiento LIDAR que del polígono de la Villa, entregado el año 2018 como insumo para comparar y validar nuevamente las cotas de los levantamientos topo-batimétricos realizados en este trabajo.

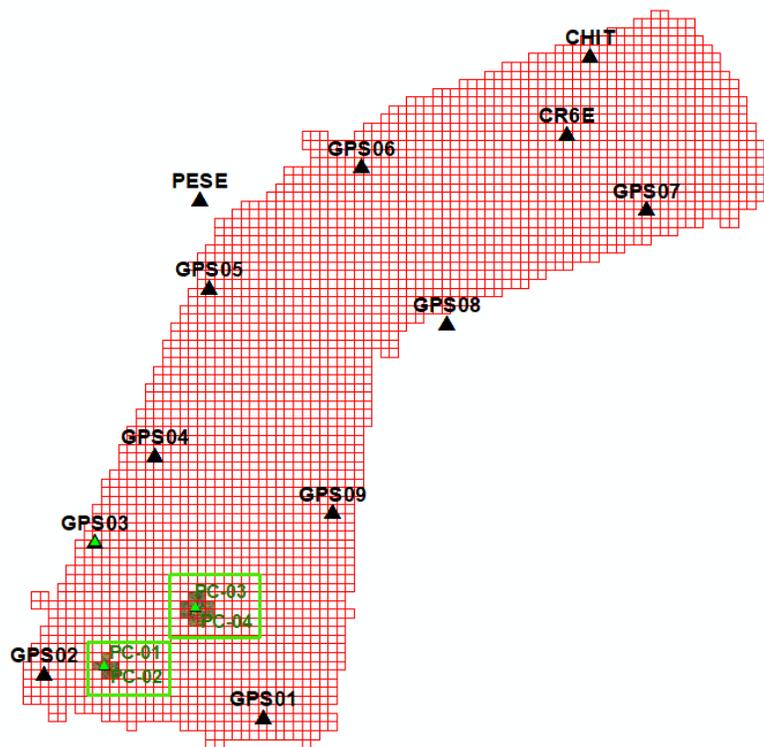


Figura 16. Localización áreas de La Villa Y El Gato con el levantamiento lidar y red geodésica  
Fuente: elaboración propia del autor

Los puntos ajustados se validaron con el DTM del LIDAR de 2018. Se extrajo la cota únicamente de aquellos puntos que se clasifican como terreno.

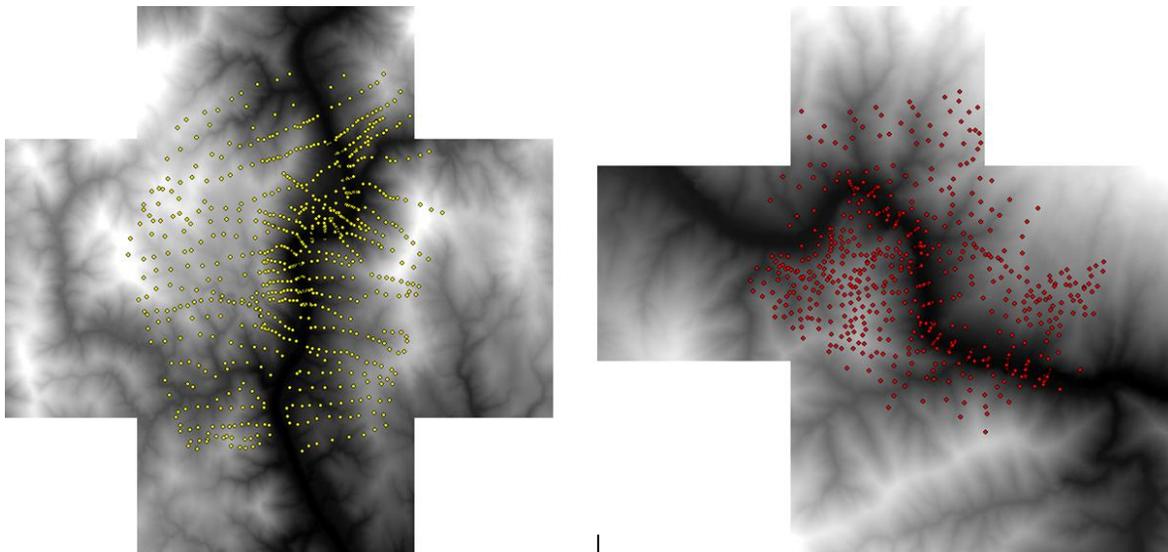


Figura 17. DTM LIDAR, El Gato (izquierda) y La Villa (Derecha) y nubes de puntos topo batimétricos  
Fuente: elaboración propia del autor

Posteriormente se compararon las curvas de nivel ajustadas generadas con los puntos del levantamiento topo batimétrico y los curvados entregados por ICADEL generados con el LIDAR en la zona del Gato y La Villa para comparar la morfología del terreno.

#### 5.2.3.3.2. Resultados - nubes de puntos

Como resultado de la comparación de cotas de los puntos levantados con RTK y el LIDAR de los polígonos de la Villa y El Gato, se generó la Tabla 33, donde se presentan las siguientes diferencias.

Tabla 33. Ajuste de puntos de amarre utilizados y diferencias entre las cotas de la captura con RTK y el LIDAR de la Villa

ID-PUNTO	ESTE	NORTE	COTA RTK (m)	COTA LIDAR (m)	DIFERENCIA COTA LIDAR Y RTK (m)
GPS-03	536689.44	854406.51	247.96	247.97	0.01
PC-01	537226.20	847283.22	234.19	234.23	0.04
PC-02	537186.21	847240.40	257.89	257.93	0.04
PC-03	542447.40	850621.91	184.11	184.16	0.05
PC-04	542471.67	850667.87	182.39	182.42	0.03

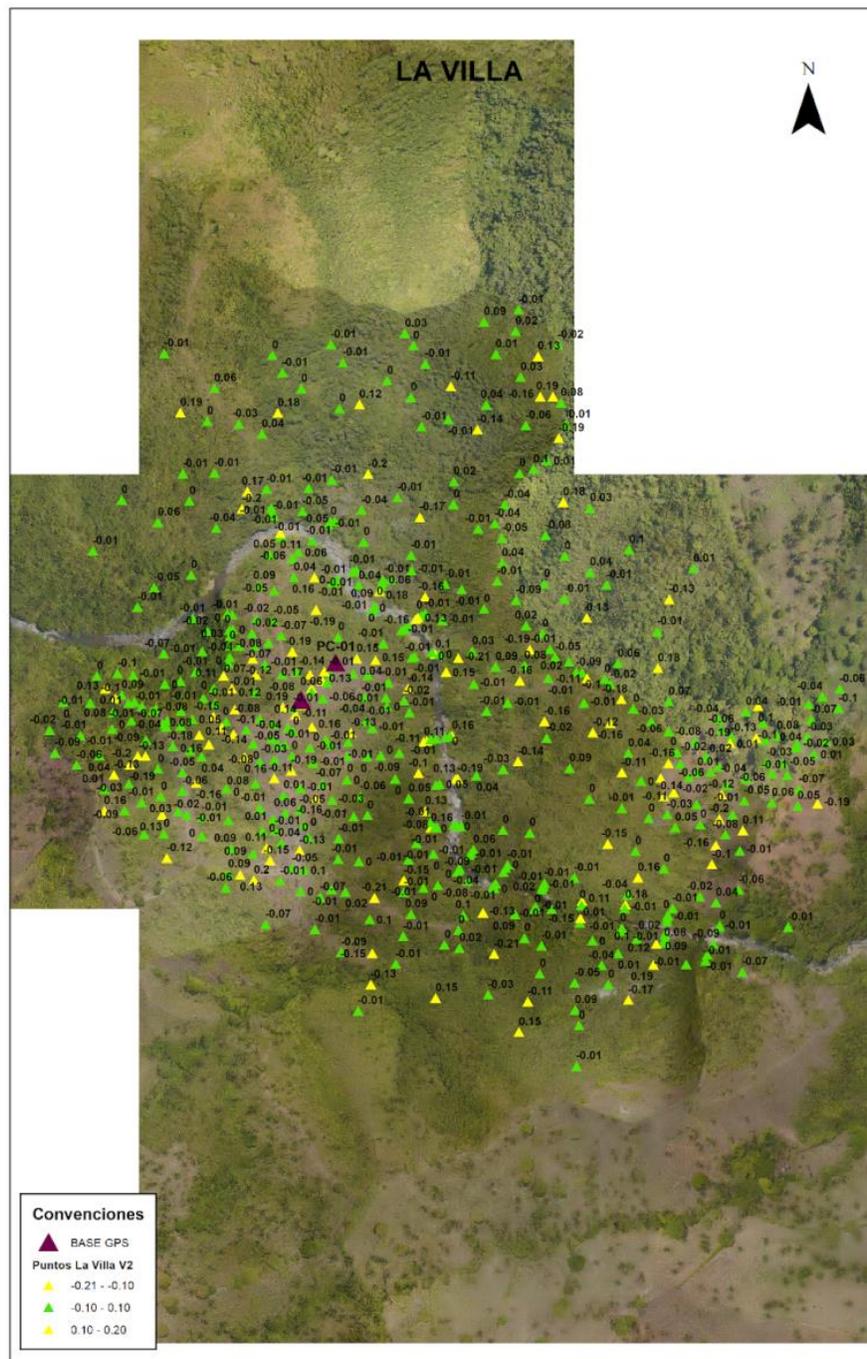


Figura 18. Distribución de diferencias entre cotas ajustadas del levantamiento topo batimétrico y el LIDAR de 2018 en el polígono de La Villa (Sólo terreno).  
Fuente: elaboración propia del autor

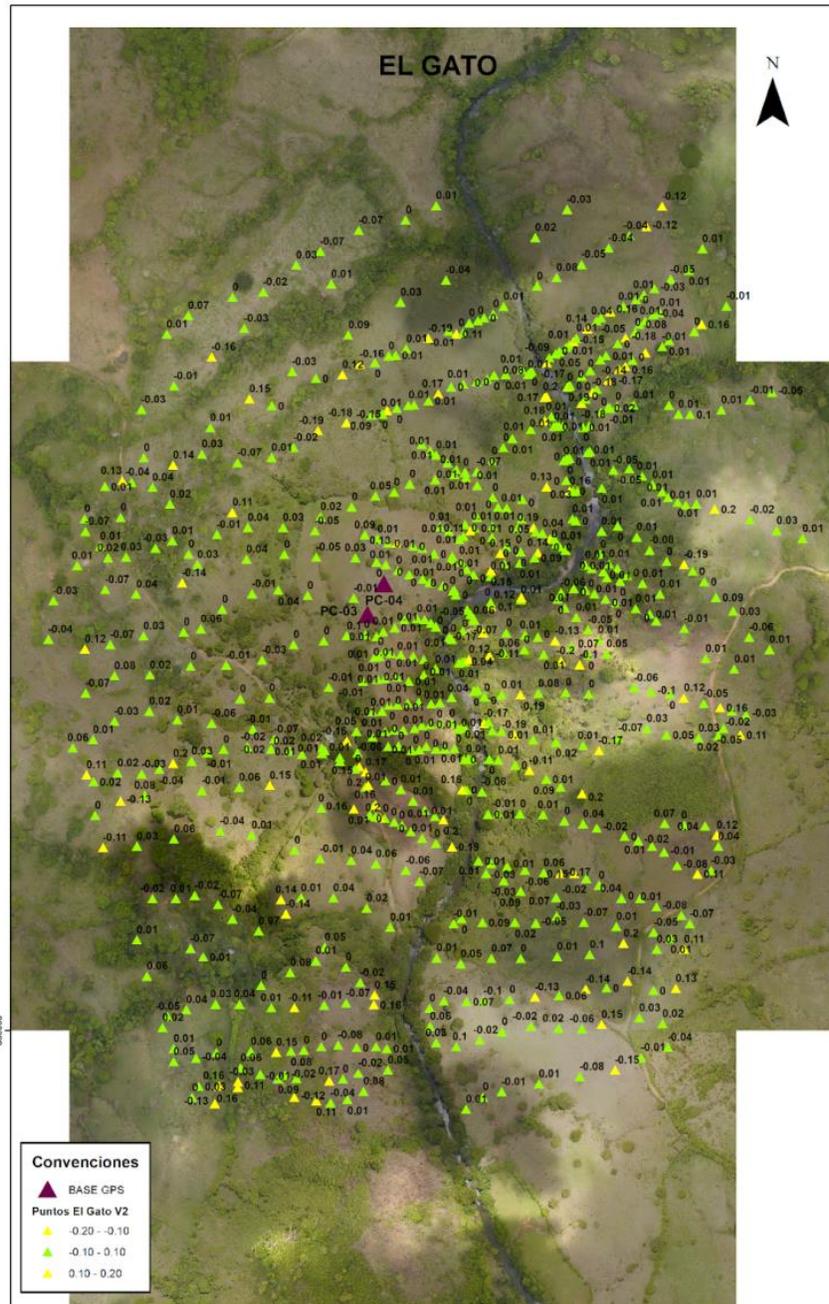


Figura 19. Distribución de diferencias entre cotas ajustadas del levantamiento topo batimétrico y el LIDAR de 2018 en el polígono de El Gato (Sólo terreno).  
Fuente: elaboración propia del autor

### 5.3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE HIDROLOGÍA

La información hidroclimatológica empleada para la caracterización de la cuenca del La Villa en las provincias de Herrera y Los Santos y 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 de en los sitios de alternativas localizadas sobre el Río La Villa, se emplearon las estaciones hidrológicas: Estación Atalayita – Río La Villa, Est. San Calabacito – Río La Villa y Est. Macaracas – Río La Villa; y pluviométricas: Pesé, Los Santos, Llano de piedra, Los Pozos y las minas localizadas sobre la cuenca estudiada.

### 5.3.1. 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 fluente (Atalayita – Río La Villa, Calabacito – Río Estibana, Macaracas – Río La Villa). Se identificó el periodo de registros más representativo de cada estación y de esta manera se identificó el porcentaje de vacíos que posee cada una. En la Tabla 34 y Tabla 35 se presenta la descripción de la información disponible.

Tabla 34. Descripción de la información de caudales medios recopilada

Área Cuenca (km <sup>2</sup> )	Cod.	Nombre	Corriente	Área (km <sup>2</sup> )	Año inicio	Año fin
1284.3	128-01-03	Atalayita	La Villa	1000	1964	2011
	128-02-01	Calabacito	Estibana	208	1961	1998
	128-01-01	Macaracas	La Villa	512	1959	2013

Tabla 35. Descripción de la información de caudales máximos instantáneos recopilada

Cod.	Nombre	Corriente	Área (km <sup>2</sup> )	Año inicio	Año fin
128-01-03	Atalayita	La Villa	1000	1967	2015

La Figura 20 presenta la localización de las estaciones de monitoreo de caudal.

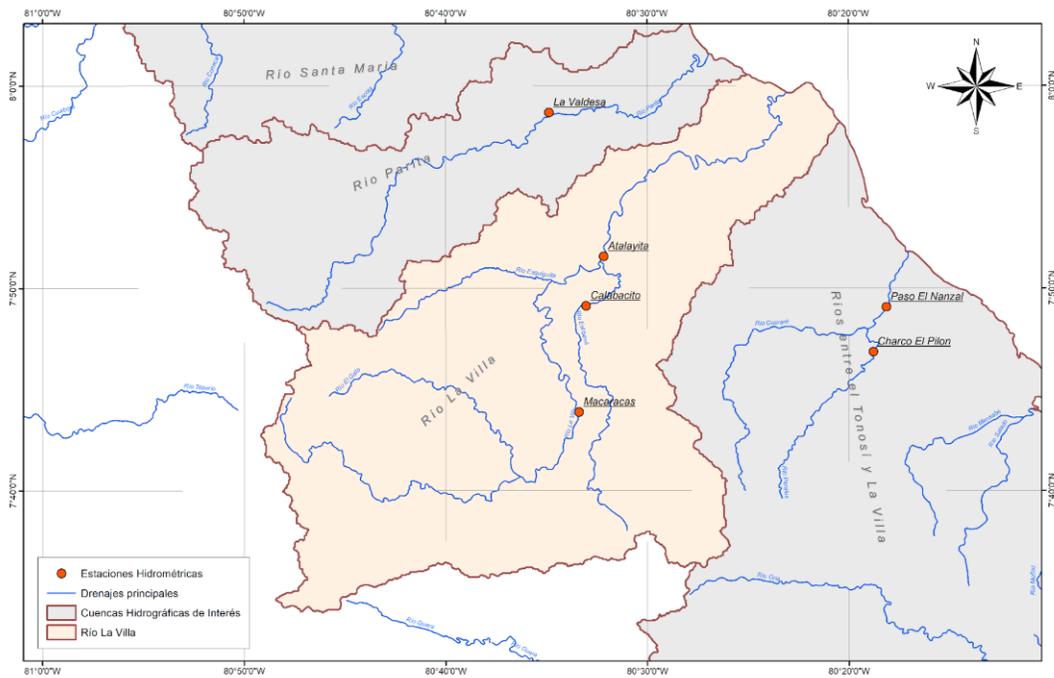


Figura 20. Localización de las estaciones hidrométricas en el área de interés

### 5.3.2. 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 36 y Tabla 37.

Tabla 36. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2017

No.	CÓDIGO	NOMBRE	1973-2017		msnm	lat.	long
			FECHA INICIO	FECHA FIN			
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 37. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2000

No.	CÓDIGO	NOMBRE	1973-2000		msnm	lat.	long
			FECHA INICIO	FECHA FIN			

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 21 presenta la localización de las estaciones de monitoreo de precipitación.

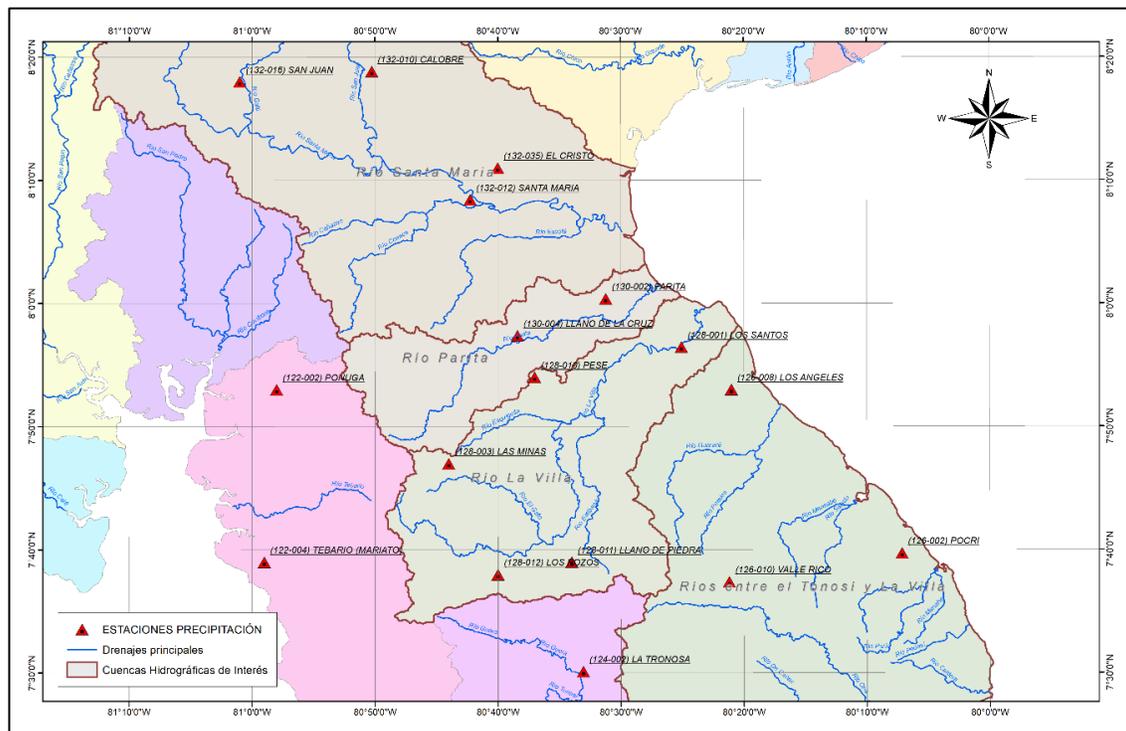


Figura 21. Localización de las estaciones de precipitación

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 38 y Tabla 39 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 38. Periodo de registro en las estaciones hidrométricas

Año / Estación	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
	Paso El Narzal	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%
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%	63%	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%
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%	58%	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%

Complementación de Datos

Extensión

Tabla 39. 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 Tromosa	Llano de la cruz	Los Santos	Parita	Pese	Poeri	Santa María	Tebario (Martiato)	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%	96%	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%	97%	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%
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%	99%	100%	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	96%	15%	2%	2%	2%	21%	23%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	85%	100%
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%	88%	92%	53%	87%	82%	32%
18	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	22%	0%	0%	6%	0%	0%

Complementación

Extensión

5.3.3. 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 40.

Tabla 40. 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 “ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO”.

## 6. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE EN SITIO DE OBRAS

### 6.1. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE PRESA

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 El Gato no se encuentra infraestructura de este tipo, para acceder al sitio donde se implementaría la estructura, se tienen dos vías terciarias de aproximación, por la margen derecha e izquierda, la vía de la margen derecha está a una distancia de 0.63 Km, mientras que la de la margen izquierda se encuentra a 0.5 Km, para llegar hasta el sitio presa a adelantar las obras y posteriormente hacer labores de operación y mantenimiento, se requeriría una vía terciaria en afirmado, que pasaría por zona boscosa, ver Figura 22.

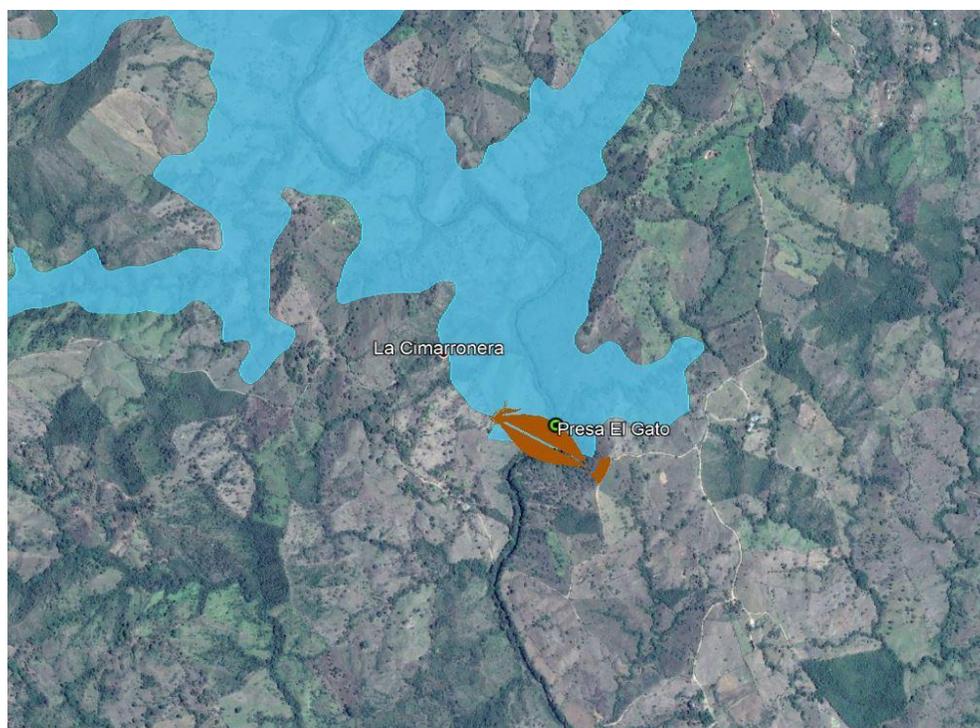


Figura 22. Infraestructura Existente Presa El Gato

### 6.2. SISTEMAS DE BOMBEO

Aguas abajo del sitio de presa y a lo largo del río La Villa 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

En la captación del sitio 1 no se cuenta con infraestructura que pueda ser aprovechada para este fin, la tubería de impulsión se trazó intentando aprovechar al máximo servidumbres de carreteras, camino 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, buscando además espacio suficiente para que se pueda implantar la estructura, en la Figura 23, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 1.



Figura 23. Localización sistema de bombeo 1

Para llegar hasta las obras y posteriormente hacer labores de operación y mantenimiento, se tiene una vía terciaria de aproximación a los diferentes componentes del sistema, por la margen derecha del río, para llegar hasta el tanque de carga se requeriría una vía terciaria nueva en afirmado de 0.06 Km de longitud, aprovechando la misma vía terciaria existente se puede hacer acercamiento hasta la obra de toma, teniendo una vía nueva de 0.01 Km hasta la toma, se identifican centros poblados cercanos al alineamiento de la conducción ver Figura 24.



Figura 24. Infraestructura Existente Bombeo 1

### 6.2.2. Sistema 1-A

Este sistema de bombeo usará la misma estructura de la captación 1, la tubería de impulsión 1-A se trazó en su mayoría a través de servidumbres viales y prediales, aunque en la parte inicial es necesario rodear una montaña por lo cual este subtramo va por predios, en la Figura 25, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 1-A.



Figura 25. Localización sistema de bombeo 1-A

Anteriormente se describió cómo llegar hasta la obra de toma 1, para llegar hasta el tanque de carga 1-A se tiene una vía de aproximación desde la cual se deberá trazar una nueva vía hasta el sitio de obra con una longitud de 0.76 Km, se identifican centros poblados cercanos al alineamiento de la conducción, ver Figura 26.



Figura 26. Infraestructura Existente Bombeo Sistema 1-A

### 6.2.3. Sistema 2

En la captación del sitio 2 tampoco se cuenta con infraestructura que pueda ser aprovechada para este fin, la tubería de impulsión se trazó, en parte inicial, a través de un predio dada la localización obligada del tanque de carga, la segunda parte del trazado va por una servidumbre predial, hasta llegar al sitio destinado para el tanque de carga, en la Figura 27, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 2.



Figura 27. 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 0.5 Km de longitud, para acceder al resto de obras por la margen derecha se requerirá un puente que permita pasar el río La Villa, por la margen izquierda la vía de aproximación más cercana está a 0.85 Km del tanque de carga, por lo cual se deberá trazar una vía nueva que llegue hasta el sitio. No se identifica ningún tipo de infraestructuras de servicios públicos ni centros poblados cercanos. ver Figura 28.



Figura 28. Infraestructura Existente Bombeo 2

#### 6.2.4. Sistema 2-A

En la captación del sitio 2-A tampoco se cuenta con infraestructura que pueda ser aprovechada para este fin, la tubería de impulsión se trazó, aprovechando al máximo servidumbre vial, a excepción de los tramos inicial y final donde se deberá pasar por predios privados, en la Figura 29, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 2-A.

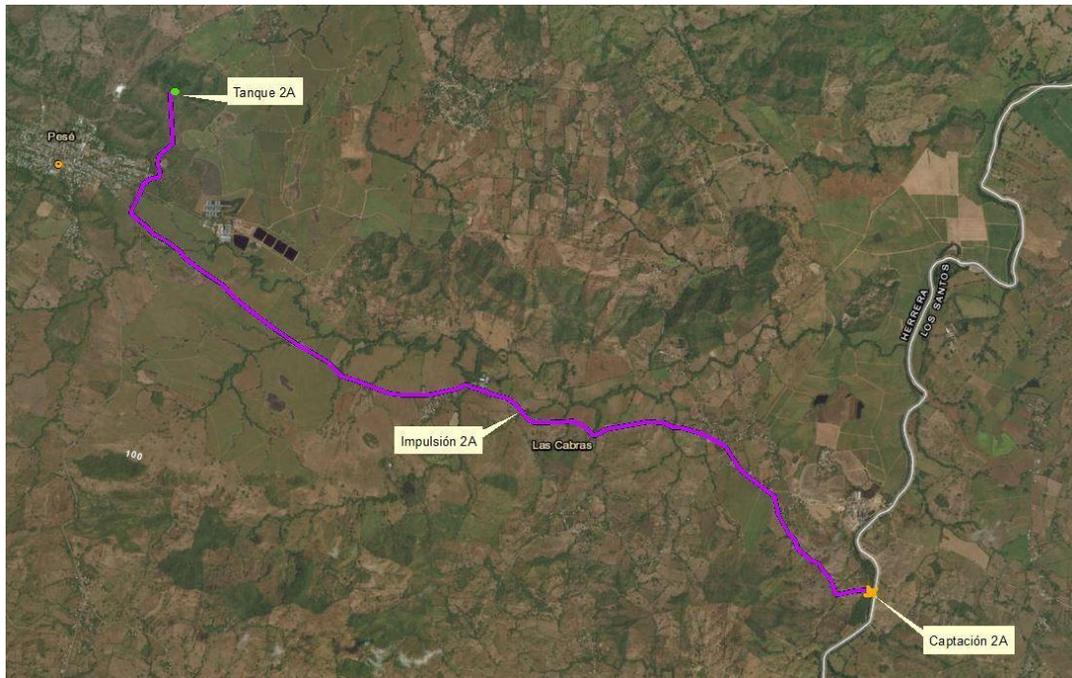


Figura 29. Localización sistema de bombeo 2-A

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 izquierda se puede llegar hasta el tanque de carga, trazando una vía terciaria nueva de 0.56 Km de longitud, para acceder a la obra de toma se puede extender dicha vía nueva para una longitud total de 0.37 Km, se identifican centros poblados cercanos al alineamiento de la conducción, ver Figura 30.

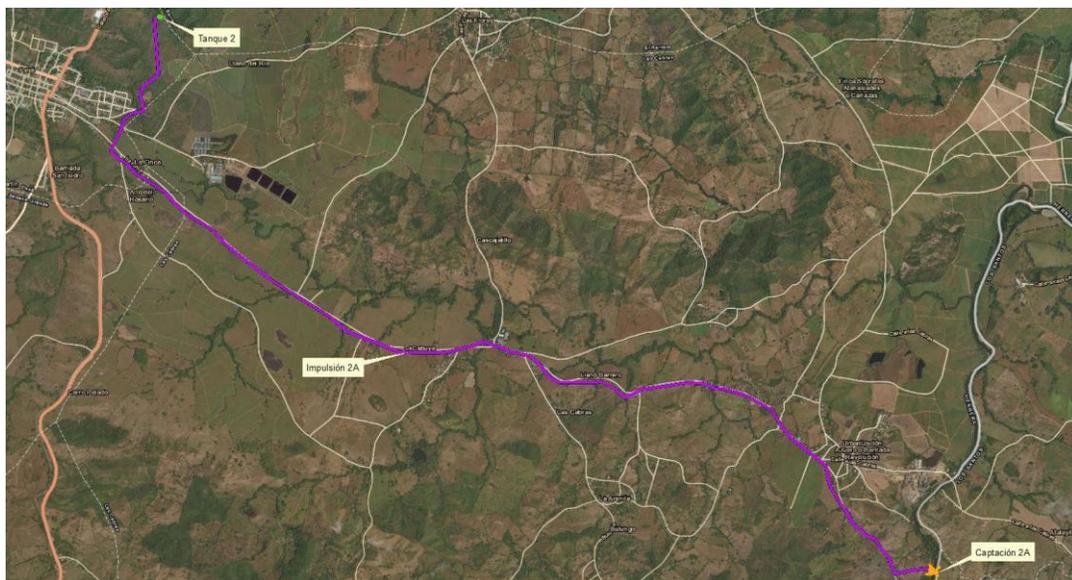


Figura 30. Infraestructura Existente Bombeo 2-A

### 6.2.5. Sistema 3

En la captación del sitio 3 no hay infraestructura que pueda ser aprovechada para este fin, la tubería de impulsión se trazó, en su parte inicial, a través de un predio, posteriormente se toma la servidumbre de un camino rural hasta llegar al predio donde se ubicará el tanque de carga, en la Figura 31, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 3.

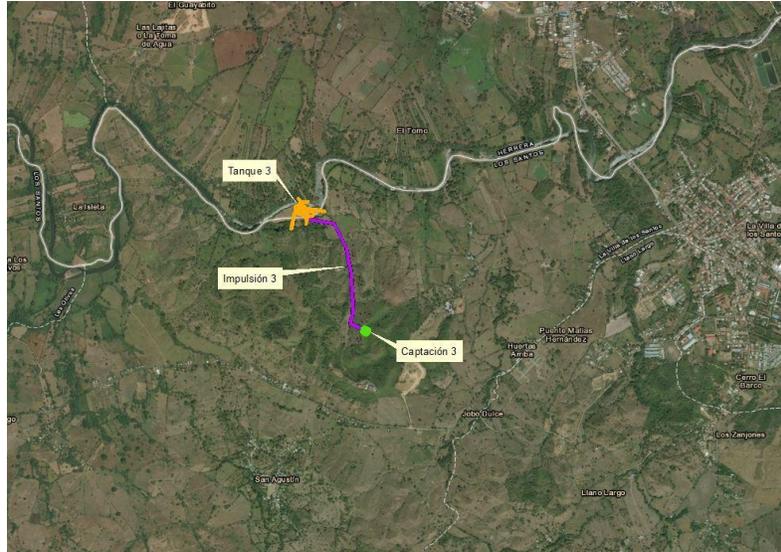


Figura 31. Localización sistema de bombeo 3

Para llegar hasta las obras del sistema, se cuenta una vía existente de aproximación, para llegar hasta el tanque se deberá trazar una vía nueva de 0.8 Km, mientras que para llegar hasta la obra de toma se deberá trazar una vía terciaria nueva de 0.4 Km. No se identifica ningún tipo de infraestructuras de servicios públicos, ni centros poblados cercanos, ver Figura 32.

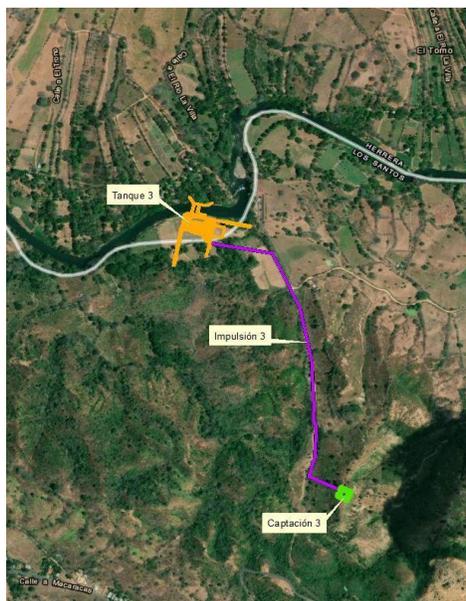


Figura 32. Infraestructura Existente Bombeo 3

## 7. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS



Tabla 41. Estaciones de precipitación empleadas

		1973-2017					
No.	CÓDIGO	NOMBRE	FECHA INICIO	FECHA FIN	msnm	latitud	longitud
1	128-010	PESEÉ	1972	2017	80	7° 54' 00"	80° 37' 00"
2	128-001	LOS SANTOS	1965	2017	16	7° 56' 27"	80° 25' 03"

		1973-2000					
No.	CÓDIGO	NOMBRE	FECHA INICIO	FECHA FIN	msnm	latitud	longitud
1	128-011	LLANO DE PIEDRA	1972	2000	150	7° 39' 00"	80° 34' 00"
2	128-012	LOS POZOS	1972	2000	380	7° 38' 00"	80° 40' 00"
3	128-003	LAS MINAS	1959	2000	350	7° 47' 00"	80° 44' 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 La Villa, se construyeron las isoyetas medias anuales multianuales empleando las series de lluvias complementadas en las estaciones presentadas en la Figura 34.

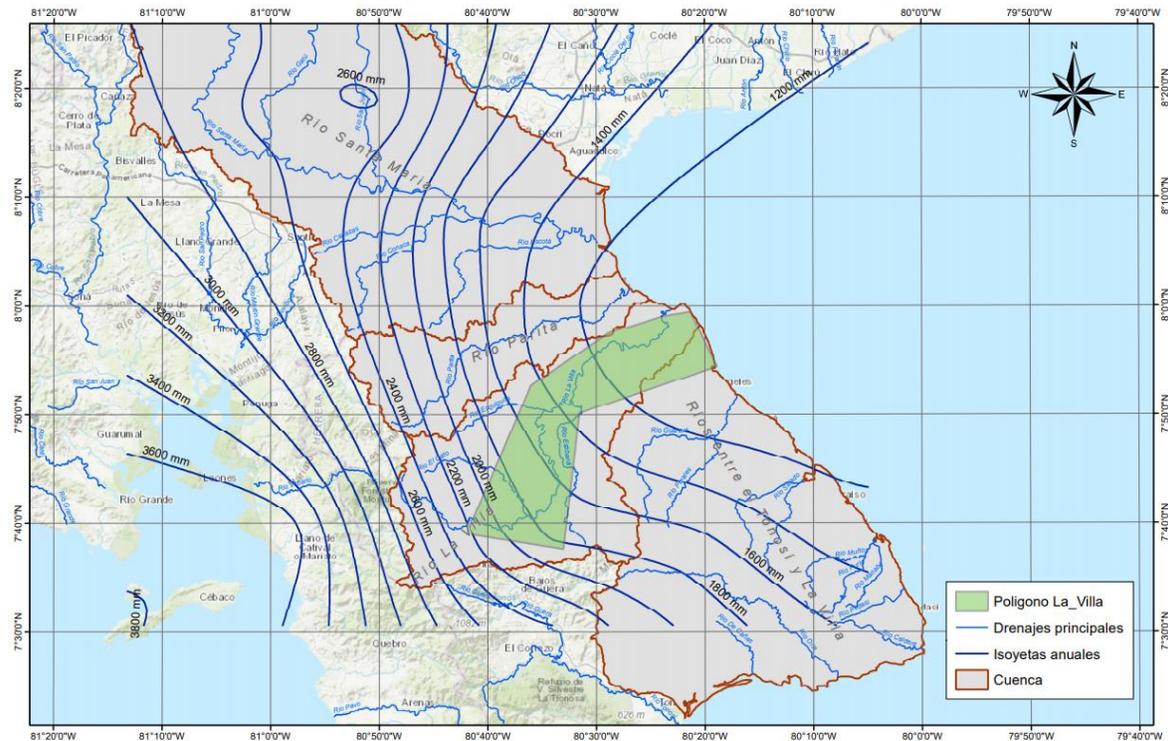


Figura 34. Distribución espacial de la precipitación media anual

### 7.2.2. Distribución temporal de la precipitación

En el sitio de interés que se presenta como polígono en la Figura 34 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 (véase Anexo C del “ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO”). Los valores de precipitación anual estimados para cada estación se presentan en la Tabla 42.

Tabla 42. Precipitación Total Anual

Cuenca	Cod.	Nombre	Precipitación Total (mm/año)
Río La Villa	128-010	Pesé	1,465
	128-001	Los Santos	1,062
	128-012	Los Pozos	2,123
	128-003	Las Minas	2,152
	128-011	Llano de Piedra	1,756

Dentro del polígono localizado sobre la cuenca del Río la Villa, se identificaron dos estaciones que permiten describir el comportamiento de la lluvia en la parte alta y baja de la cuenca. La estación Los Santos se localiza cerca a la desembocadura de la cuenca en el océano pacifico lo cual permite identificar el régimen de lluvias en la parte baja de la cuenca. Por otro lado, la estación Llano de Piedra se encuentra hacia la parte alta de la cuenca donde además se observan mayores valores de precipitación a lo largo del año.

Ambas estaciones presentan un comportamiento monomodal con meses de alta precipitación de mayo a noviembre y meses más secos de diciembre a abril.

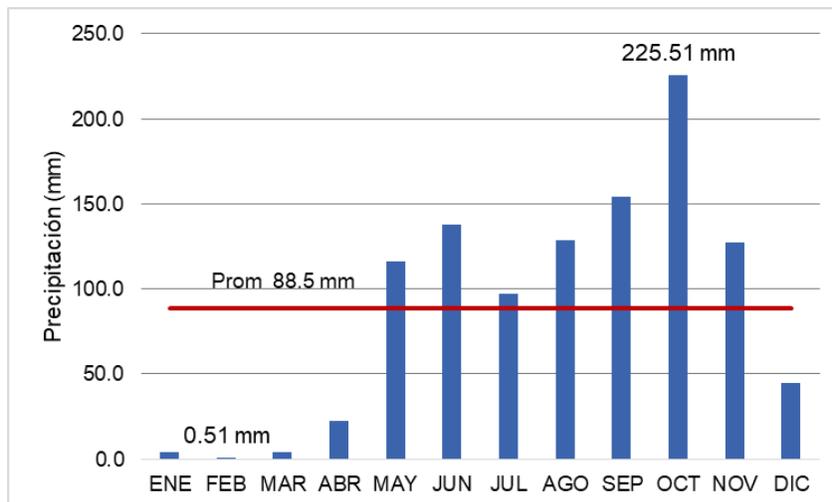


Figura 35. Variación de precipitación en la Estación Los Santos - Río La Villa

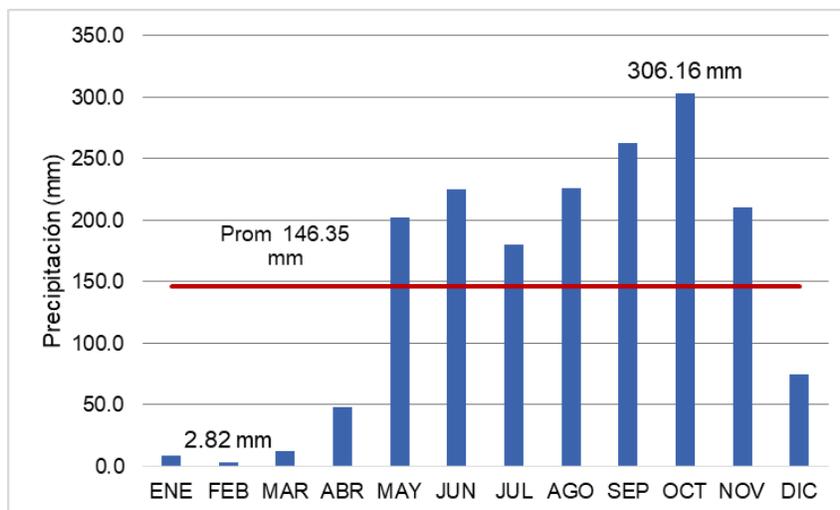


Figura 36. Variación de precipitación en la Estación Llano de Piedra - Río La Villa

### 7.3. CAUDALES MEDIOS EN LA CUENCA LA VILLA

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 43. Estimación de rendimientos hídricos medios

CUENCA	Área Cuenca (km <sup>2</sup> )	Código	Estaciones	Área (km <sup>2</sup> )	Q medio (m <sup>3</sup> /s)	Rendimiento (l/s/km <sup>2</sup> )
RIO LA VILLA	1,284.3	128-01-03	Atalayita	1,000	29.22	29.2
		128-01-01	Macaracas	512	17.99	35.1

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 La Villa 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.

Los caudales en el Río La Villa se encuentran representados por las estaciones Macaracas y Atalayita localizada aguas abajo de la primera sobre el mismo cauce principal (ver Figura 37). El comportamiento de los caudales se encuentra representado por un régimen monomodal con caudales significativamente más altos en el mes de octubre y los más bajos presentados en el mes de abril. La variación anual presentada en las Figura 38 deja ver una tendencia levemente creciente para el periodo 1973 – 2015.

Río La Villa – Estación Macaracas

Río La Villa – Estación Atalayita

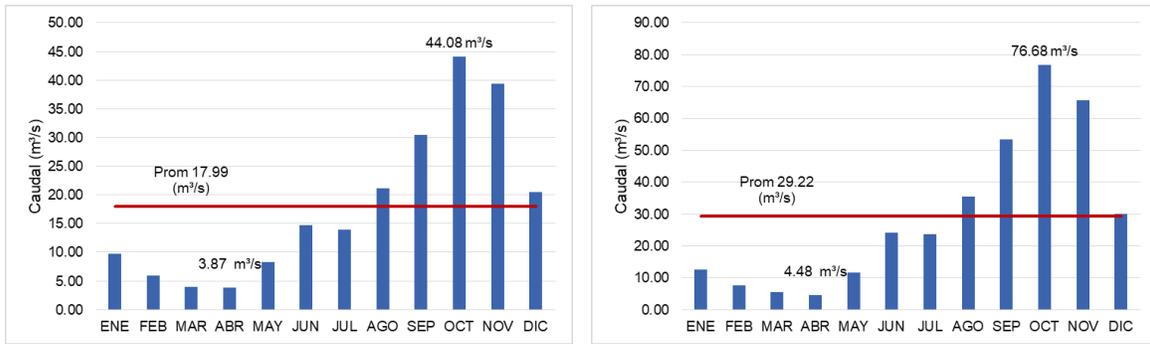


Figura 37. Régimen de caudales en las estaciones de la Cuenca La Villa

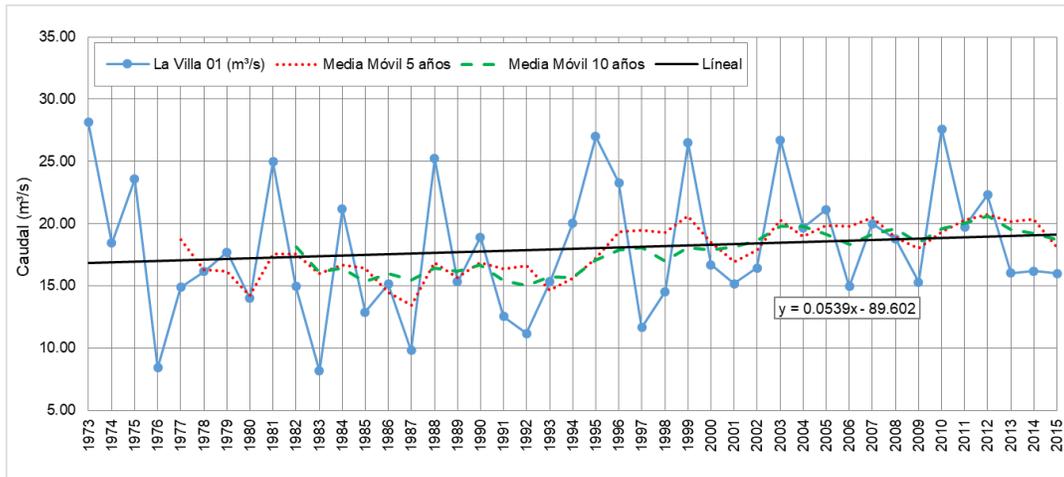


Figura 38. Tendencia de los caudales medios en la estación Macaracas

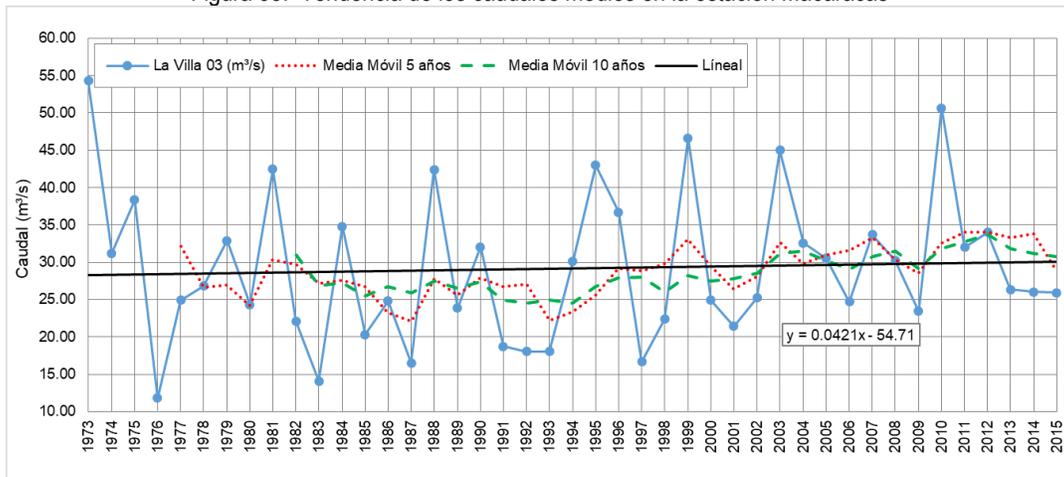


Figura 39. Tendencia de los caudales medios en la estación Atalayita

#### 7.4. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MEDIOS EN EL SITIO DE PROYECTO

En el sitio de proyecto El Gato no existe una estación de caudales que registre los caudales medios, máximos y mínimos, 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:

$$\frac{P_x * A_x}{Q_x} = \frac{P_e * A_e}{Q_e} \quad \text{Ecuación 1.}$$

$$Q_x = \frac{P_x * A_x}{P_e * A_e} * Q_e \quad \text{Ecuación 2.}$$

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 km<sup>2</sup>.

$Q_x$  = Caudal medio hasta el sitio de interés, en m<sup>3</sup>/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 km<sup>2</sup>.

$Q_e$  : Caudal medio hasta la estación fluviométrica de referencia (m<sup>3</sup>/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 Gatú en el periodo 1973 – 2015, registrando un caudal medio multianual de 22.4 m<sup>3</sup>/s, los resultados se resumen en la Tabla 44.

Tabla 44. Estimación de caudales en los sitios de proyecto propuestos

Sitio	Área (km <sup>2</sup> )	P total (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)
Estación Base: La Villa (128-01-01)	534	2,195.1	18.0
El Gato	156	2,058.4	4.9

## 7.5. CAUDALES MÁXIMOS CUENCA LA VILLA

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:

- 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](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 40)

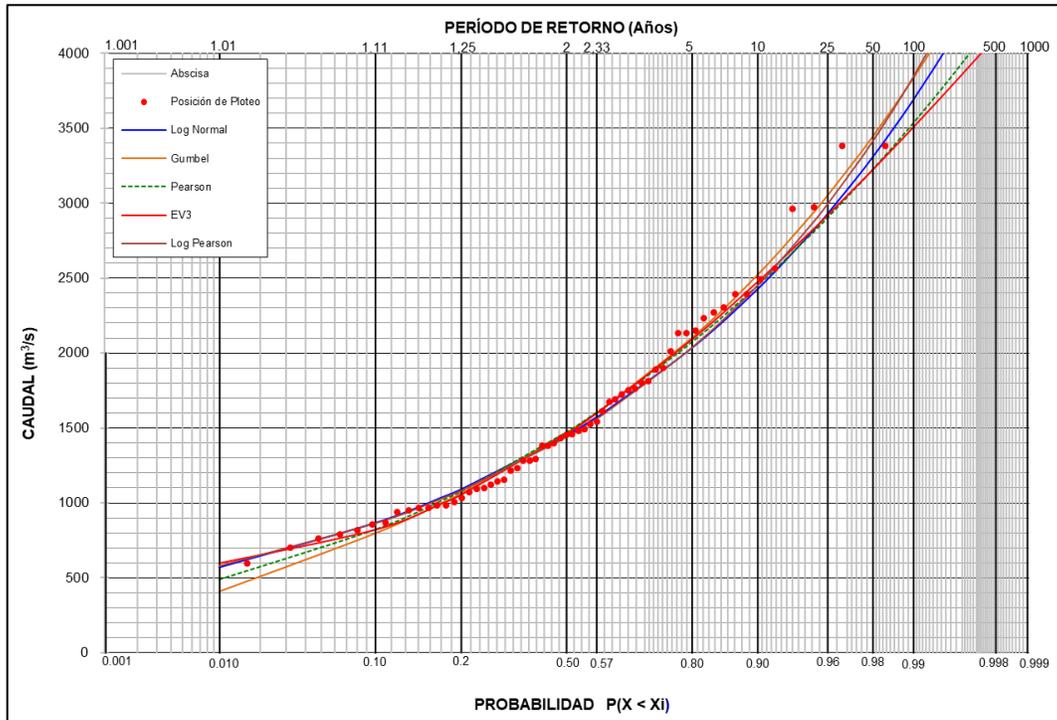


Figura 40. Ajuste probabilístico de caudales máximos Estación San Francisco – Río La Villa (128-01-03)

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 Chi<sup>2</sup>.

En la Tabla 45 se presentan los caudales máximos obtenidos para diferentes periodos de retorno para las estaciones de referencia.

Tabla 45. 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)
	Atalayita (Río La Villa)
2.33	706.4
5	951.7
10	1,151.4
20	1,343.1
25	1,403.8
50	1,591.1

100	1,777.0
200	1,962.1
500	2,206.5
1,000	2,391.1
10,000	3,004.2
Chi <sup>2</sup>	152.1
Mejor ajuste	Gumbel

- 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 limnigráficas y 16 estaciones limnimétricas 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 dividida 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 41).

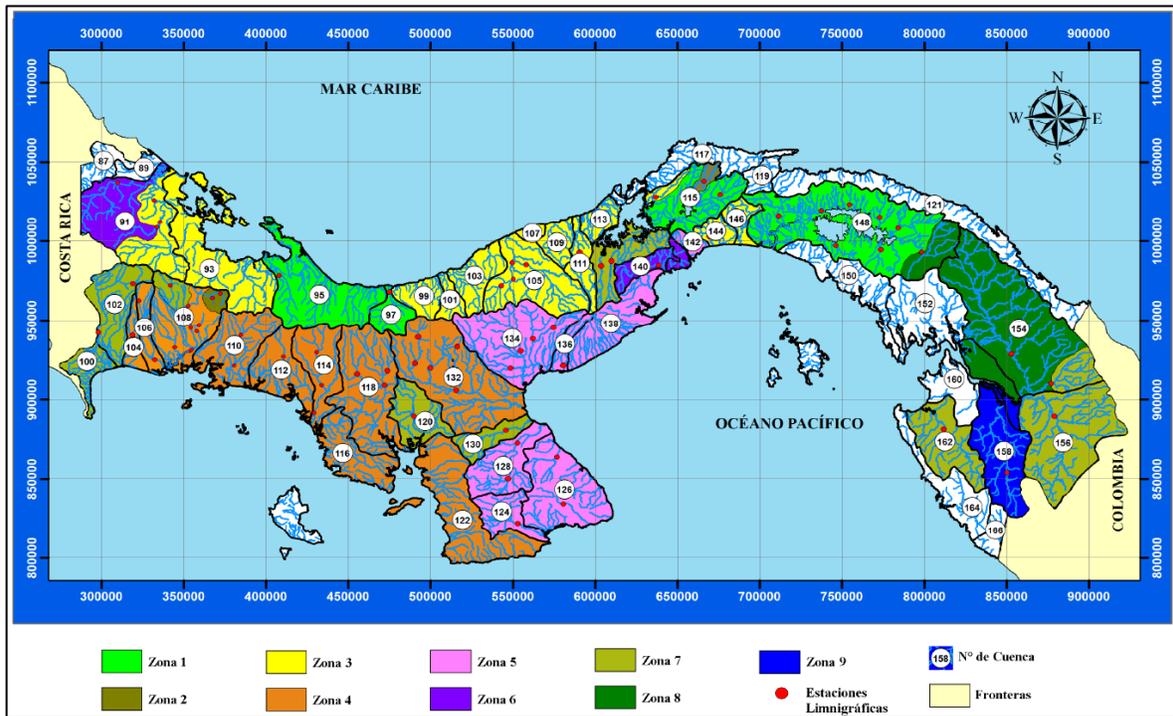


Figura 41. Regiones hidrológicamente homogéneas  
Fuente: (ETESA, 2008)

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 Km<sup>2</sup> 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 46 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 La Villa se encuentra dentro de la Zona 5 que se encuentra resaltada.

Tabla 46. Relaciones para estimación del caudal máximo por zonas homogéneas

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

Fuente: (ETESA, 2008)

A partir del esquema presentado en la Tabla 46, 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 47. Caudal máximo promedio en cada estación

Zona	Qmax promedio	
	Atalayita (m <sup>3</sup> /s)	Macaracas (m <sup>3</sup> /s)
Área (Km <sup>2</sup> )	1,000	512
5	824.4	555.4

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 48 se presentan las tablas asociadas que contienen los factores para cada uno de los periodos de retorno considerados.

Tabla 48. 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 49 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 las dos estaciones asociadas a la cuenca del Río La Villa.

Tabla 49. Caudales máximos en las estaciones para diferentes periodos de retorno

Tr años	La Villa (Zona 5)	
	Atalayita (m³/s)	Macaracas (m³/s)
1.005	230.8	155.5
1.05	354.5	238.8
1.25	511.1	344.3
2	758.4	511.0
5	1,121.2	755.3
10	1,368.5	921.9
20	1,615.8	1,088.6
50	1,953.8	1,316.3
100	2,209.3	1,488.4
1,000	3,140.9	2,116.0
10,000	4,163.1	2,804.7

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 50)

Tabla 50. Comparación de resultados de caudales máximos para diferentes periodos de retorno con las metodologías descritas Estación Atalayita – Río La Villa. Periodo 1973-2015

Tr (años)	Ajustes máximos instantáneos (m³/s)	Método análisis regional (m³/s)	Comparación de resultados (%)
2	650.0	758.4	17%
5	951.7	1,121.2	18%
10	1,151.4	1,368.5	19%
20	1,343.1	1,615.8	20%
50	1,591.1	1,953.8	23%
100	1,777.0	2,209.3	24%
1,000	2,391.1	3,140.9	31%
10,000	3,004.2	4,163.1	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 17% 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:

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

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 51 se presentan los caudales máximos para diferentes periodos de retorno en el sitio de proyecto.

Tabla 51. Caudales máximos en el sitio de presa

Área (km <sup>2</sup> )	2	5	10	20	50	100	1,000	10,000
156.3	223.9	375.3	475.6	571.7	696.2	789.5	1097.7	1405.4

## 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, de acuerdo con (Díaz Orjuela, 2009):

$$q = 0.503 C \times (0.386 A)^m \quad \text{Ecuación 4.}$$

$$m = \frac{0.894}{(0.386 A)^{0.048}} - 1$$

Donde,

$q$ : Caudal específico en  $m^3/s/km^2$ , es decir, la relación entre el caudal máximo en  $m^3/s$

$m$ : Factor empírico en función del área de drenaje

$A$ : Área de la cuenca en  $km^2$

C: Coeficiente que depende de las características de drenaje de la cuenca.

En la Figura 42 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.

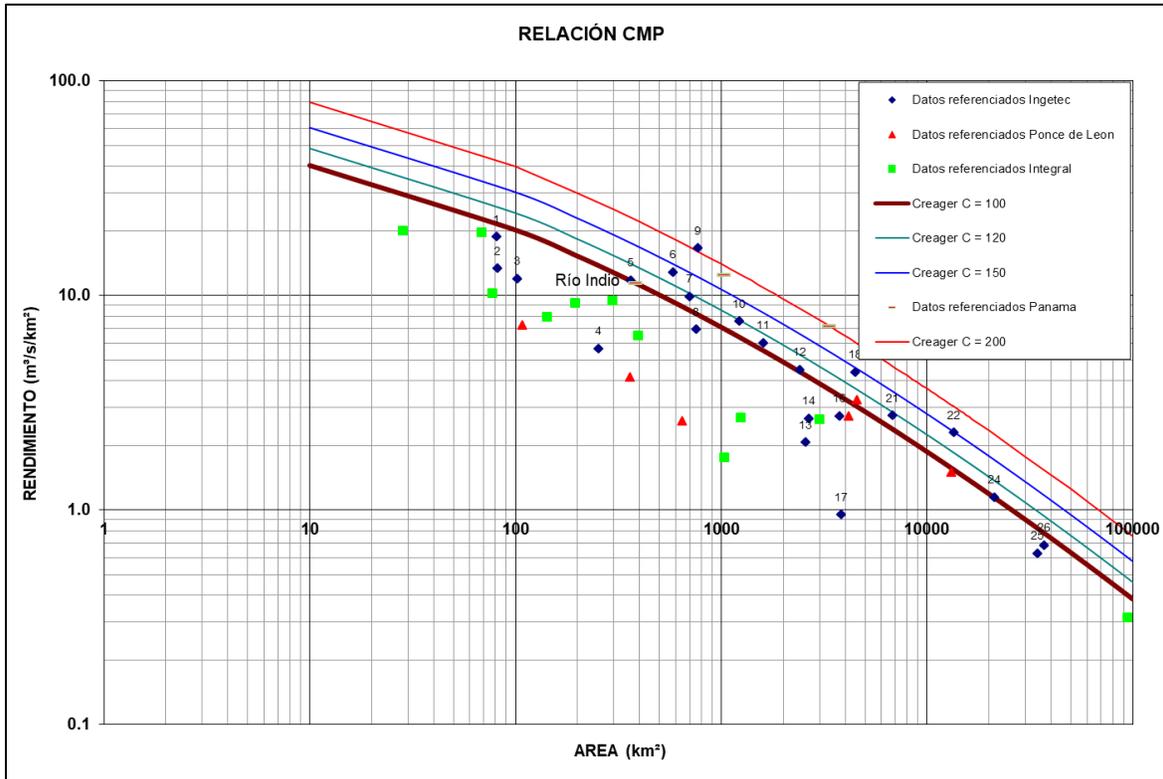


Figura 42. Envolvente de Creager

De acuerdo con la Figura 42, se adopta un valor de C=100, con el cual se obtienen los rendimientos hídricos (en  $m^3/s/km^2$ ) a cuya curva se encuentra cercana la CMP calculada para el proyecto Río Indio. En la Tabla 52 se presentan los valores de rendimiento hídrico correspondiente a la curva de CMP con un C=100.

Tabla 52. Valores de rendimientos hídricos de CMP para C de Creager = 100.

Área (km <sup>2</sup> )	Rendimiento C=100 (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
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 53.

Tabla 53. Creciente Máxima Probable determinada para los sitios de proyecto seleccionados en la cuenca La Villa por el método de Creager

Área aferente (km <sup>2</sup> )	Rendimiento (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	CMP (m <sup>3</sup> /s)
156.3	17.4	2,722.0

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

Díaz-Granados, Ordoñez, & Deeb,(1986) refiere que 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 erosionado que se convierte en sedimentos es necesario afectar los estimativos de la erosión por un coeficiente de producción.

“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” (Díaz-Granados, Ordoñez, & Deeb, 1986). 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.

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 pérdida 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:

$$A = R * K * L * S * C * P \quad \text{Ecuación 5.}$$

Dónde:

- A= Pérdida 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)

### 7.8.1. Factor R

Wischmeier & Smith, (1978) refieren que “el factor erosividad de la lluvia es un índice numérico que expresa la capacidad de la lluvia para erosionar el suelo como” se cita en (CORTOLIMA, 2008). Los valores del factor R utilizados en la formula 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 hidrometeorológicas, 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 54).

$$IF = \frac{P^2}{P} \quad \text{Ecuación 6.}$$

Donde:

IF=Índice de Fournier

P<sup>2</sup>= Precipitación media del mes más lluvioso

P= Precipitación media anual

Tabla 54. 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 dónde en todas las estaciones a excepción clasifican como Bajo.

Tabla 55. 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

#### 7.8.1.1. 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.

$$IMF_1 = \sum_{i=1}^{12} \frac{P_i^2}{P_t} \quad \text{Ecuación 7.}$$

Donde:

$IMF_1$  = Índice modificado de Fournier.

$P_i$  = Precipitación media mensual (mm).

$P_t$  = Precipitación media anual (mm).

$i$  = Mes.

En la Tabla 56 se presentan los resultados al calcular  $IMF$  para cada una de las estaciones que están localizadas en el sitio del proyecto.

Tabla 56. 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

#### 7.8.1.2. 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 57.

$$EI_{30} = \sum_{12}^1 30.4 (IMF) + 28.3 \text{Ecuación 8.}$$

Donde:

$EI_{30}$  = Erosividad en  $MJ * mm * ha^{-1}$

$IMF$  = Índice modificado de Fournier (mensual)

Tabla 57. 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 58.

Tabla 58. 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 43 a continuación:

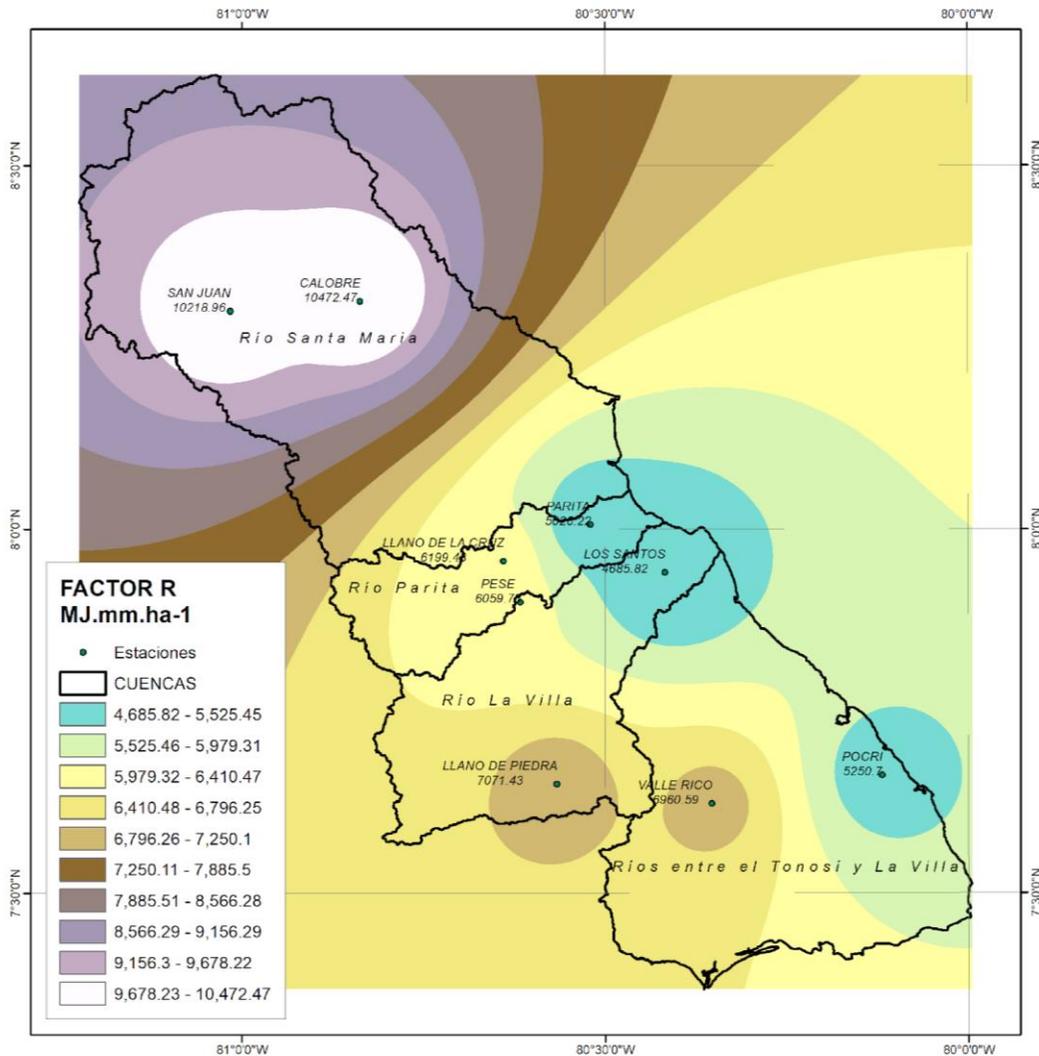


Figura 43. Distribución espacial del Factor R

De acuerdo a esta distribución espacial, se determinó el valor medio del factor R para el área de la cuenca del Río La Villa, obteniendo un promedio anual de  $R = 6248.89 \text{ MJ.mm.ha}^{-1}$

### 7.8.2. 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) como se cita en (CORTOLIMA, 2008).

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 59. 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 44, 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  $K = 0.027 \text{ t/ha/Mj.mm/ha año}$  promedio para toda el área.

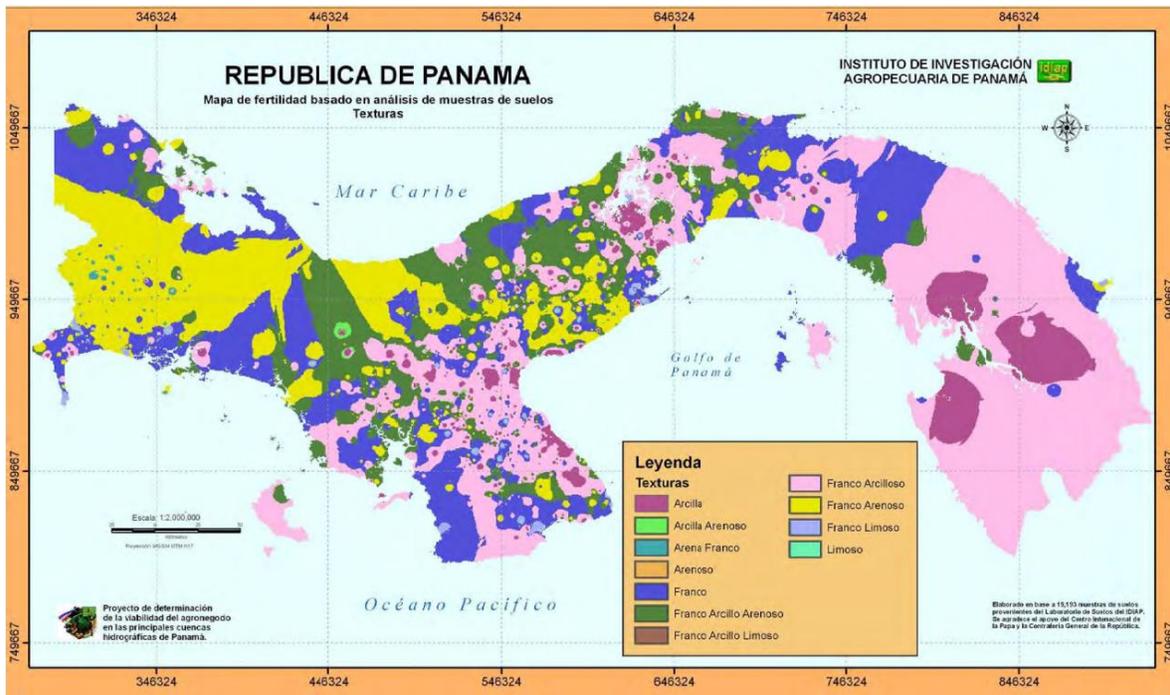


Figura 44. Texturas del suelo en Panamá  
Fuente: Zonificación de suelos de Panamá por niveles de nutrientes (IDIAP, 2006)

### 7.8.3. 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  $\lambda$  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 60. Valores generales de SL

Tipo de terreno	SL
Terreno normalmente de cultivo ( $S \leq 5\%$ )	1.0
Terrenos de cultivo temporal, con necesidades más o menos importantes de prácticas de conservación ( $5 < S \leq 20\%$ )	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

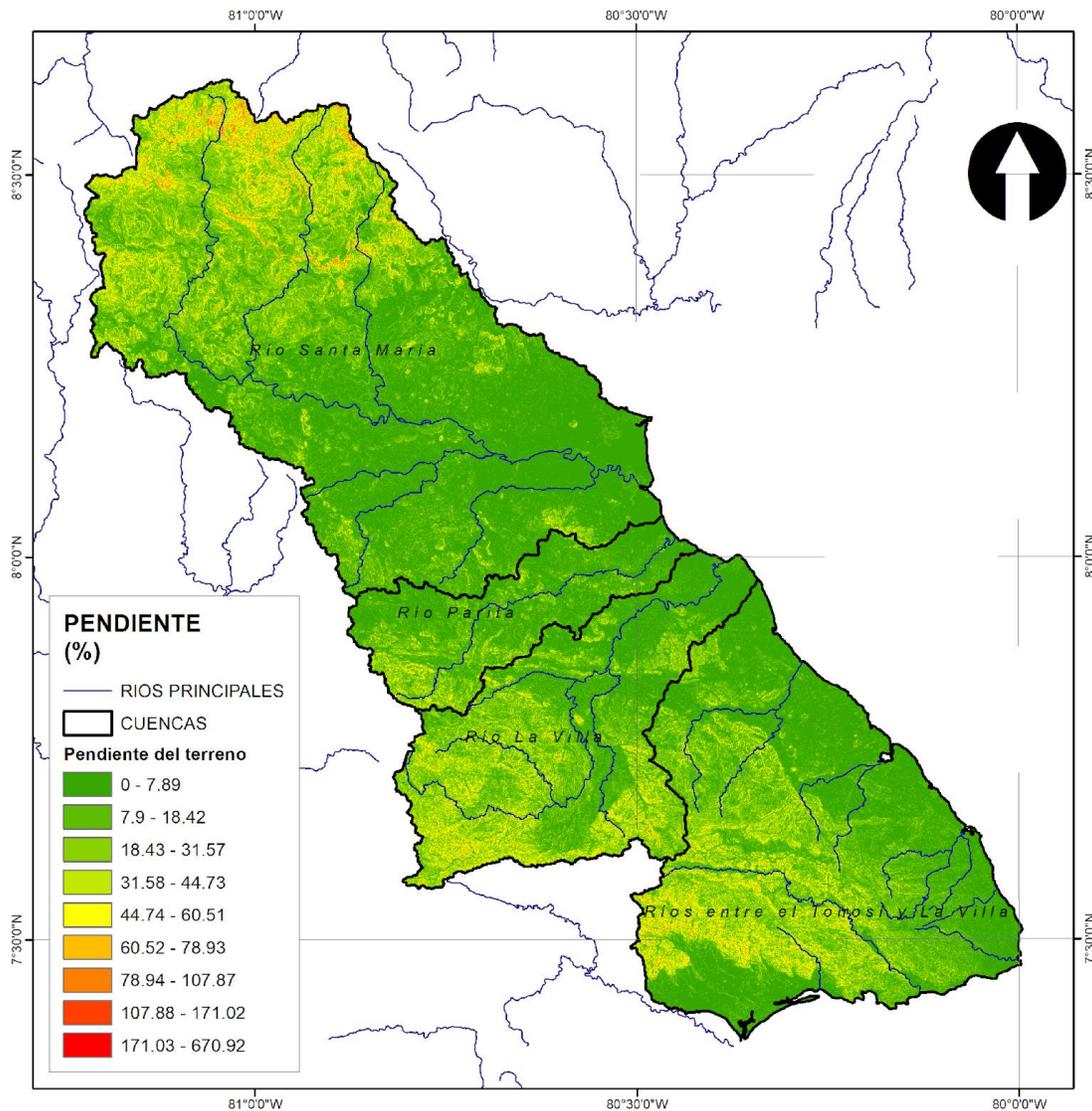


Figura 45. Mapa de pendientes en el área de estudio

#### 7.8.4. 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 61), 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 62).

Tabla 61. 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.

Tipos de vegetación, según clasificación de la UNESCO: año 2000

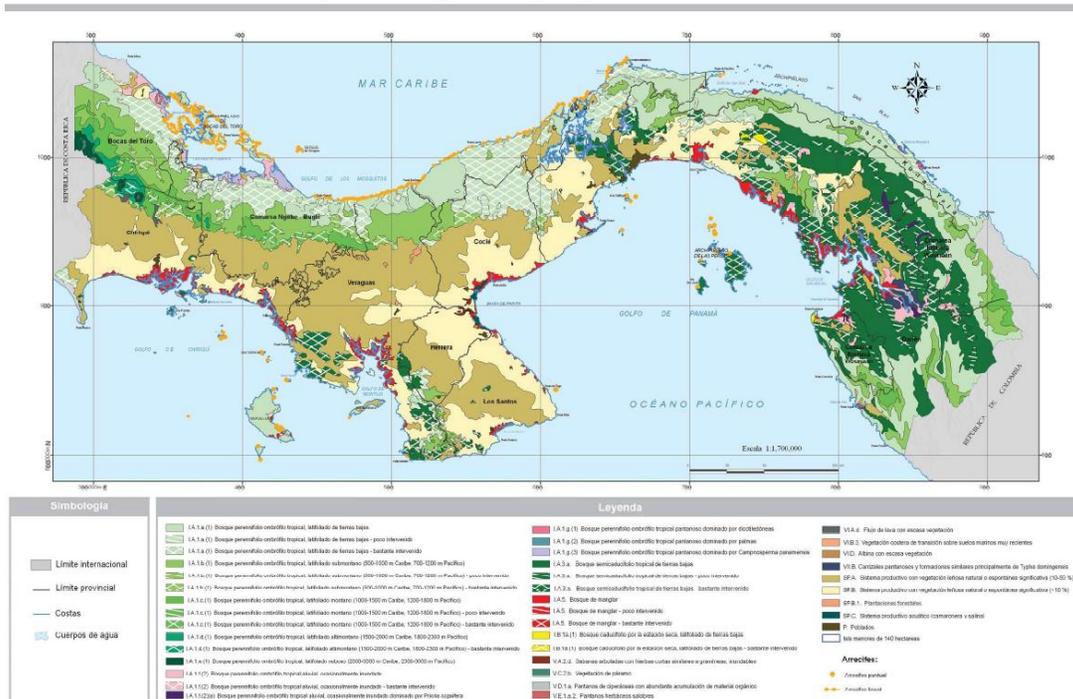


Figura 46. Tipos de vegetación en Panamá  
Fuente: Atlas Ambiental República de Panamá (ANAM, 2010)

Tabla 62. 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 siembra 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
Cacahuete		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)

#### 7.8.5. 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.

#### 7.8.6. Pérdida del Suelo

Finalmente, se determina el valor de erosión media anual en la cuenca del Río La Villa 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 La Villa es igual a 6.75 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 0.50 mm/año como se presenta en la Tabla 63.

Tabla 63. Tasa de denudación

Factor	Valor
R	6248.90
K	0.027
LS	4
C	0.01
P	1
A (ton/ha/año)	6.75
A (mm/año)	0.50

### 7.9. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA DEL CANAL DE PANAMÁ

La estimación de la tasa de denudación en la cuenca del río La Villa se realizó mediante aproximaciones hechas mediante 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 el sitio de proyecto, pues no existen registros de aforos sólidos en la red de estaciones instaladas actualmente, se realizó una aproximación mediante 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 elaborado por el (Instituto de Recursos Hidráulicos y Electrificación - Departamento de Hidrometeorología, 1992).

En la Tabla 64 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 64. Transporte de sedimentos promedio en las estaciones

Estación	Código	Año	Área (km <sup>2</sup> )	Tasa de transporte (Ton/año/km <sup>2</sup> )	Tasa de transporte promedio (Ton/año/km <sup>2</sup> )
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/m<sup>3</sup>, en las cuencas analizadas se observa una variación entre 0.01 a 0.04 mm/año, como se presenta en la Tabla 65. Estos valores son inferiores a la tasa de denudación definida para cuencas muy bien conservadas de 0.1 mm/año.

Tabla 65. Tasa de denudación medida en estaciones

Estación	Código	Periodo	Área (km <sup>2</sup> )	Tasa de transporte (Ton/año/km <sup>2</sup> )	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/km<sup>2</sup> para la cuenca que drena al lago Alhajuela y 270 ton/año/km<sup>2</sup>

para la cuenca del Lago Gatún. Si se adopta un peso específico del material de  $1.35 \text{ ton/m}^3$  se obtiene un rango para la tasa de denudación que varía entre  $0.2 - 0.5 \text{ mm/año}$ , valores de orden de magnitud similar al obtenido en la cuenca del río Parita a través de la metodología USLE.

### 7.10. 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 47. De esta relación se concluye que para el área de la cuenca de (La Villa  $495.87 \text{ mi}^2$ ) el coeficiente de producción tomado de la envolvente superior sería de 0.1. Con este coeficiente y la tasa de erosión estimada ( $0.5 \text{ mm/año}$ ) el aporte de sedimentos sería de  $0.05 \text{ mm/año}$  que tiene ordenes de magnitud similares a las presentadas en la Tabla 65.

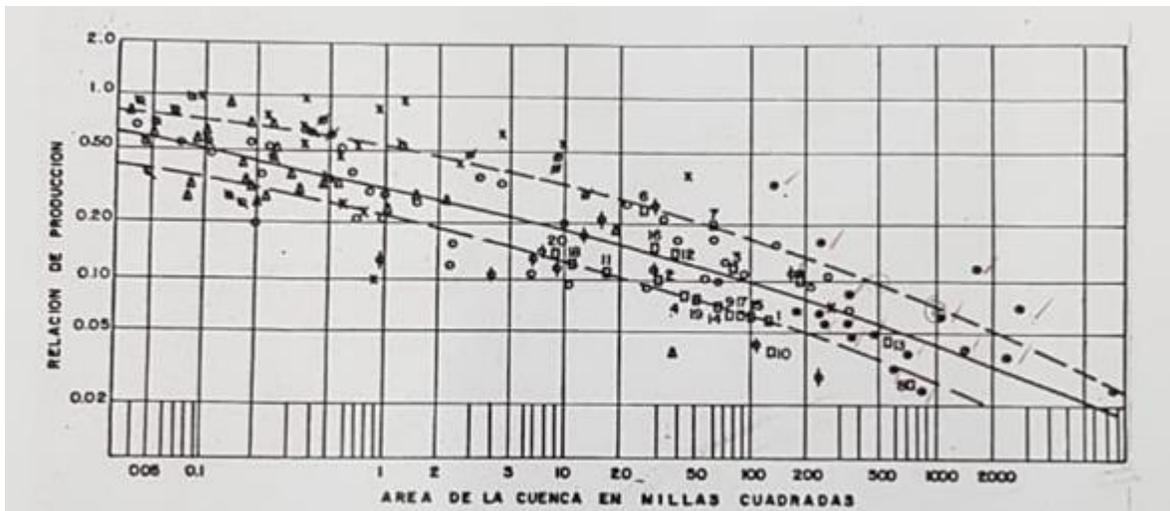


Figura 47. Relación de producción respecto al área de la cuenca (tomado del documento “Determinación de Coeficientes de Producción de Sedimentos en Cuencas Extensas”)

### 7.11. 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  $0.05 \text{ mm/año}$ , valor inferior a la tasa de denudación definida para cuencas muy bien conservadas ( $0.1 \text{ mm/año}$ ), se decide adoptar una tasa de sedimentos de  $0.5 \text{ mm/año}$  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  $0.25 \text{ mm/año}$  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. En la Tabla 79 se presentan los resultados de volumen muerto en cada uno de los sitios de la cuenca del río La Villa. La estimación del volumen muerto se encuentra definida mediante la Ecuación 129.

Tabla 66. Volumen muerto en el sitio de proyecto

Área aferente al sitio de proyecto (km <sup>2</sup> )	Volumen muerto (Hm <sup>3</sup> )
215.58	5.39

$$\text{Volumen muerto} = 0.001 * \text{Tasa de denudación} * \text{Área aferente} * \text{Vida útil} \text{Ecuación 9.}$$

Donde:

Tasa de denudación: es la tasa adoptada para el área analizada 0.50 mm/año.

Área aferente: al sitio del proyecto en km<sup>2</sup>.

Vida útil: 50 años.



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 (véase numeral 8.6 del INFORME DE MODELACIÓN, RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO CUENCA LA VILLA - PRESA EL GATO AZU-ING-INF-EG-038).

Tomando en cuenta que el análisis sedimentológico se realiza utilizando una metodología indirecta debido a se carece del registro de sedimentos en el sitio de presa del proyecto La Villa, se recomienda la ejecución de un programa permanente de aforos para lo cual en el Anexo 4 se presenta el Programa de Muestreo de Sedimentos.

## 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 a partir de 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) será 1.0 m por debajo del nivel de la cota de coronación de las presas, y el Nivel Mínimo de Operación Normal (NmiON) se definirá 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

El sistema de desvío estará compuesto por un túnel de desviación y un sistema de ataguías. La creciente de diseño para el túnel de desviación será la correspondiente a 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 10

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad \text{Ecuación 10.}$$

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 asumirá un rendimiento en la colocación del concreto de la presa de 1800 m<sup>3</sup>/día; y en la construcción del túnel de desvío se asumirá un rendimiento en función de su diámetro de excavación, previendo dos frentes de construcción. La Tabla 67 presenta los rendimientos establecidos para el túnel.

Tabla 67. 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 fijará con base en la localización prevista para las ataguías y contra ataguías, y 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 será aquella que ofrezca la contención del río necesaria para transitar, sin desbordamiento, la creciente de diseño considerando un borde libre mínimo de 1.0 m. No obstante, se asumirá como altura mínima de ataguía un valor de 16.0 m.

La altura de la contraataguía se asumirá 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 asumirá 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 de 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.

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 11

$$h_{localizadas} = K \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 11.}$$

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/s<sup>2</sup>).

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.

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 12

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

Ecuación 12.

onde:

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 localizará 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 verá a poder realizar en los primeros 20 días” (véase Tabla 68).

Tabla 68. 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 hacia la sección circular de los respectivos túneles, minimizando el riesgo de paso de fragmentos que puedan obstruir el flujo.

##### 8.3.3.1. Esquema utilizado

Para la descarga de fondo se adopta 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. Además, 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 siguiente elipse:

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{\left(\frac{D}{3}\right)^2} = 1 \quad \text{Ecuación 13.}$$

En donde:

X y Y son las coordenadas de un sistema con origen mostrado en la Figura 48.  
D = diámetro interno del túnel.

En la Figura 48 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.

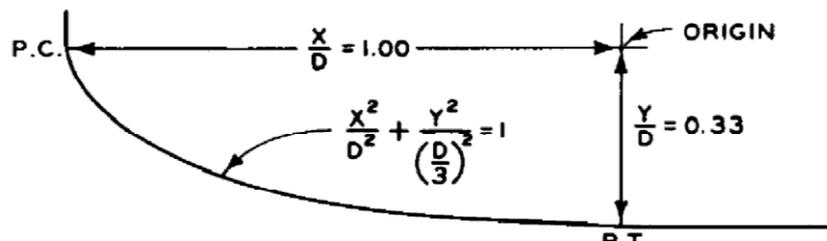


Figura 48. Perfil Abocinamiento Típico

#### 8.3.3.2. Nivel de entrada

Para efectos del presente diseño a nivel de diseño conceptual, se asumirá como nivel de entrada de las descargas de fondo el nivel del reservorio asociado al volumen muerto; 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 determinan 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 utilizado 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.

$$\frac{H_c}{D} = 2.3Fr \quad \text{Ecuación 14.}$$

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:

$$\frac{H_c}{D} = 2Fr + 0.5 \quad \text{Ecuación 15.}$$

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:

$$\frac{H_c}{D} = 1.5 \quad \text{Ecuación 16.}$$

#### 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) expuesto en el numeral 8.3.1 y considerando que dicho escenario tiene una muy baja probabilidad de ocurrirse 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 estará provistas de una compuerta plana deslizante (compuerta de guarda) y una compuerta radial (compuerta de servicio). Para el dimensionamiento de las compuertas se determinará la capacidad hidráulica de las descargas de fondo considerando una apertura total, a partir de la Ecuación 17

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_n} \quad \text{Ecuación 17.}$$

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  $G_o \cdot B$ , ( $m^2$ ).

$G_o$  = 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 17

$\Delta H$  = Pérdidas hidráulicas, (m).

$$H_o = \text{Nivel del embalse} - \text{cota radier compuerta} - G_o C_d \quad \text{Ecuación 18.}$$

## 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 documento AZU-ING-INF-009 Estudio de demanda de agua):

- 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 0.52 m<sup>3</sup>/s, más el caudal ambiental del río El Gato estimado en 0.74 m<sup>3</sup>/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 21.32 m<sup>3</sup>/s.
- Para un futuro usuario no determinado a la fecha, se consideró un caudal de diseño de 0.4 m<sup>3</sup>/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 hacia 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 utilizado

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. Además, 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 13.

En la Figura 48 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 determinan 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 determina de acuerdo a la metodología expuesta en el numeral 8.3.3.4

#### 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 numeral 8.2.4.

#### 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 19.

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_n} \quad \text{Ecuación 19.}$$

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  $G_o \cdot A'$ , (m<sup>2</sup>).

$G_o$  = 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).

$\Delta H$  = 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 ubicarán 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 debe garantizar 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 fijará 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 20.

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{Ecuación 20.}$$

Dónde,

$d_c$  = Profundidad crítica, en m.

$Q$  = Caudal de diseño, en  $m^3/s$

$g$  = Aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$

$b$  = Ancho de la rápida, en m.

El cálculo de las condiciones de flujo críticas, en el canal de descarga, se presentan en la Tabla 69.

Tabla 69. Cálculo de las condiciones críticas al inicio de la rápida

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Altura de escurrimiento	$d_c$	m	
Cota radier	$Z_f$	msnm	
Nivel del agua	$Z_w$	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 determina el eje hidráulico en la rápida. Éste procedimiento divide el canal en tramos, para determinar la altura de escurrimiento del agua, utilizando la Ecuación 21.

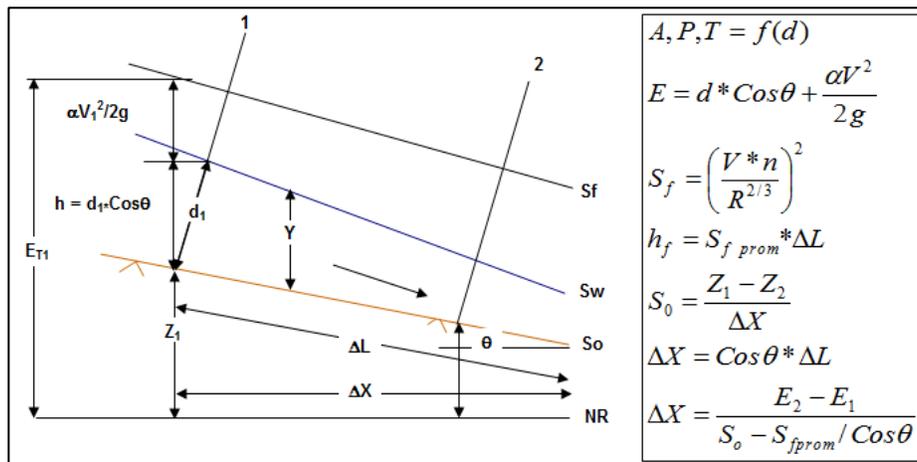


Figura 8-2. Ecuaciones básicas del flujo gradualmente variado

$$\Delta x = \frac{E_1 - E_2}{S_0 - S_f} = \frac{\Delta E}{S_0 - S_{f \text{ prom}}}$$

Ecuación 21.

Donde,

- $\Delta x$  = 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.
- $\theta$  = Ángulo que forma el canal con la horizontal.

## 8.5. VERTEDERO

Para el proyecto El Gato se plantea una presa de de CFRD (Concrete Face Rockfill Dams); por lo anterior el vertedero se plantea sobre una de las márgenes de la presa. Los criterios que se utilizaron como base para conocer el ancho mínimo de vertedero fueron

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:

$$Q = C L e H e^{1.5} Q = C L e H e^{1.5} \quad \text{Ecuación 22.}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/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 70 y en la Figura 49 se presentan la curva de descarga del vertedero para el proyecto Gatú.

Tabla 70. Curva de descarga vertedero - El Gato

Nivel	Caudal
(msnm)	(m3/s)
175.00	0.0
175.25	16.3
175.50	47.0
175.75	87.7
176.00	137.2
176.25	194.6
176.50	259.5
176.75	331.4
177.00	410.1
177.25	495.4
177.50	587.0

177.75	684.7
178.00	788.3
178.25	897.6
178.50	1012.5
178.75	1132.7
179.00	1258.2
179.25	1388.6
179.50	1523.8
179.75	1663.7
180.00	1808.0
180.25	1956.5
180.50	2109.1
180.75	2265.5
181.00	2425.5
181.25	2588.9
181.50	2755.5
181.75	2925.1
182.00	3097.5
182.25	3272.4
182.50	3449.5
182.75	3628.7
183.00	3809.7
183.25	3992.2
183.50	4176.1
183.75	4360.9
184.00	4546.6
184.25	4732.8
184.50	4919.2
184.75	5105.6
185.00	5291.7
185.25	5477.2
185.50	5661.9

185.75	5845.4
186.00	6027.5
186.25	6207.8
186.50	6386.1
186.75	6562.0
187.00	6735.3
187.25	6905.6
187.50	7072.7
187.75	7236.1
188.00	7395.7
188.25	7551.0
188.50	7701.8
188.75	7847.7
189.00	7988.3
189.25	8123.4
189.50	8252.6
189.75	8375.6
190.00	8492.0

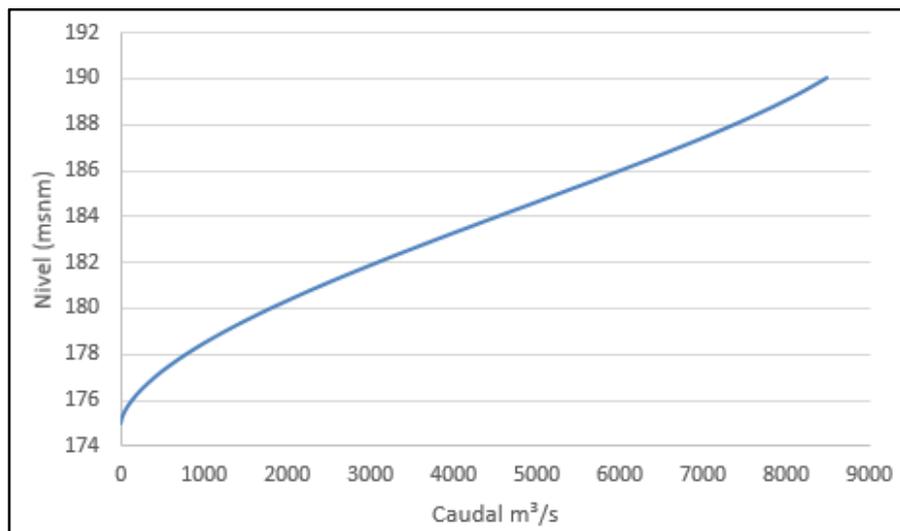


Figura 49. Curva de descarga vertedero - El Gato

### 8.5.2. Gola

La gola se diseña 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:

$$X^{1.85} = KHd^{0.85}Y \quad \text{Ecuación 23.}$$

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)).

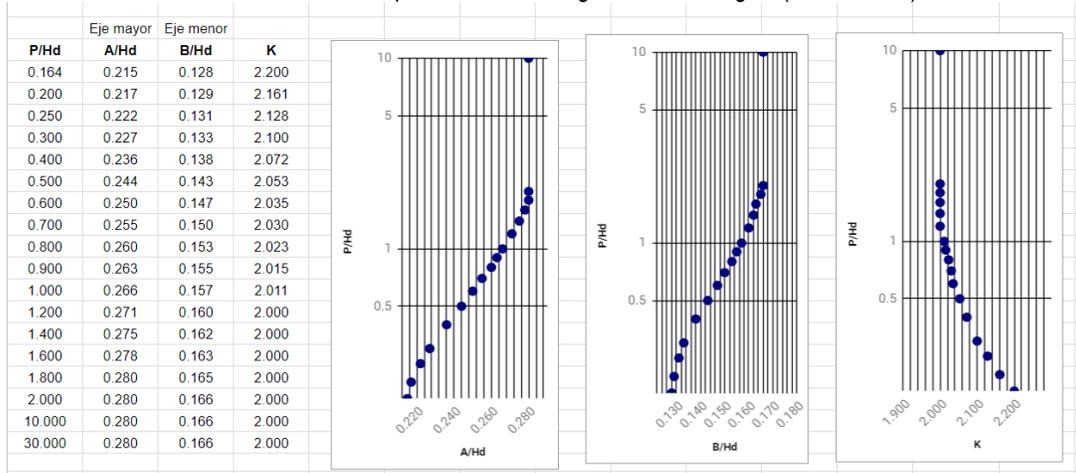
P = Cota cresta Gola (Nivel máximo operación embalse) - Cota de fondo del canal de aproximación (ver memorias anexas).

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



De acuerdo con la Tabla 71, se tiene un K de 2.0 para el presente proyecto.

Despejando Y se tiene:

$$Y = \frac{X^{1.85}}{KHd^{0.85}} \quad \text{Ecuación 24.}$$

La parte de la ecuación  $(1/(K*Hd^{0.85}))$  se puede despejar obteniendo una constante.

Agua 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 calcula el perfil de la gola de la presa vertedora, como se presenta en la Figura 50.

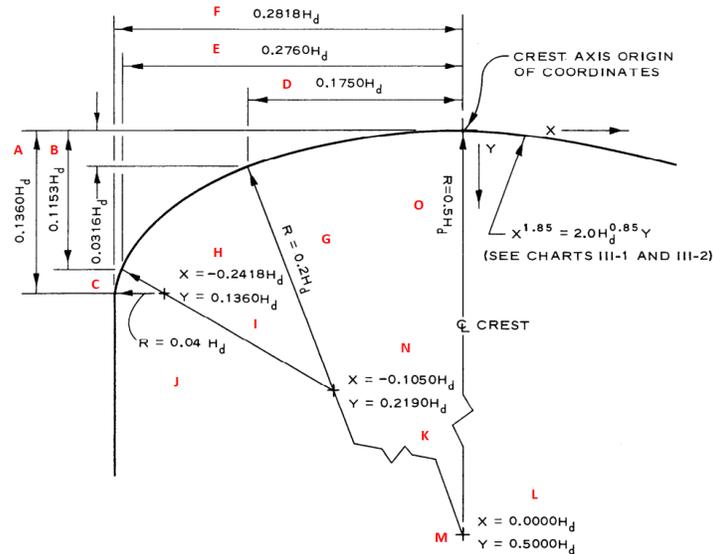


Figura 50. Parámetros Perfil Gola

En la Figura 51 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	49.84	
Relación P/Ho	P/Ho		13.36	
Coefficiente de descarga	K		2.00	Coefficiente 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 $Y = 0.1633*X^{1.85}$
ELIPSE AGUAS ARRIBA DE LA GOLA				
Variable	Símbolo	Unidad	Valor	Comentarios / Verificación
Semieje mayor (A) (-X)		m	1.04	Horizontal
Semieje menor (B) (Y)		m	0.62	Vertical

Figura 51. Parámetros Gola - El Gato

Aplicando la metodología se obtiene la forma de la gola desde la parte trasera, hasta la cresta de la misma (Ver Figura 52) y el perfil de la gola desde la cresta (Ver Figura 53).

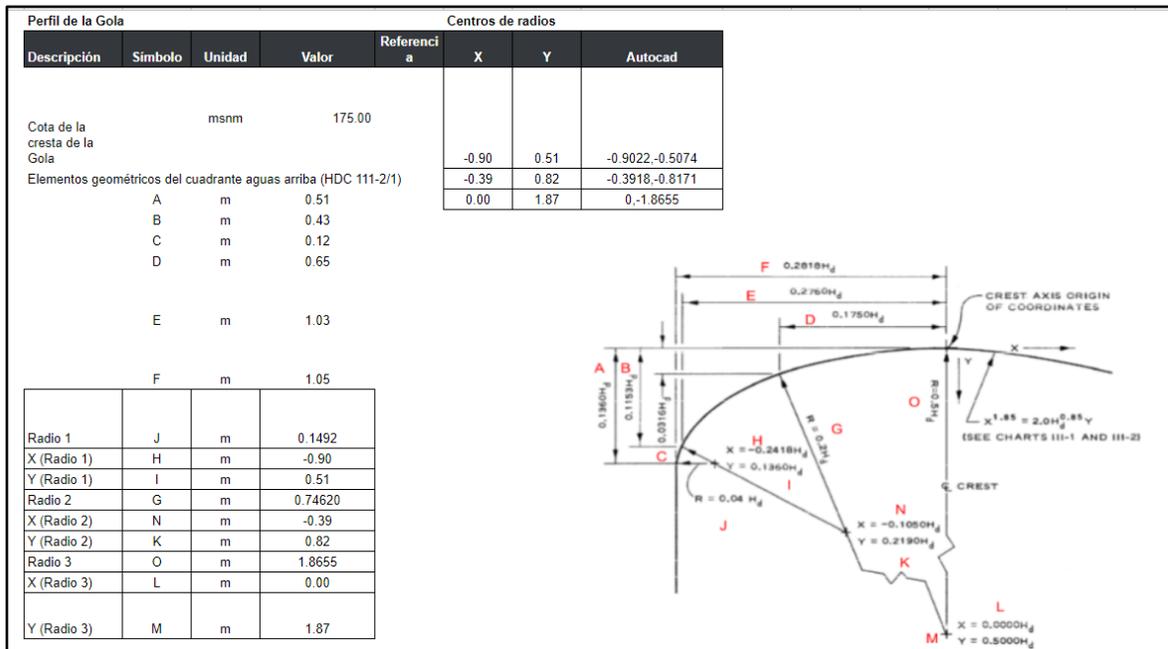


Figura 52. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera - El Gato

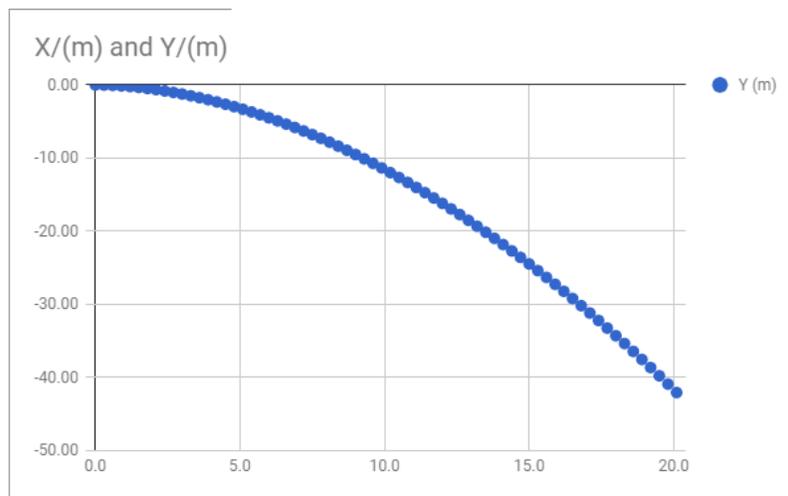


Figura 53. Perfil Gola - El Gato

## 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 de desde el reservorio, los caudales demandados al cauce y se proyectaron cuatro (4) 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 basa 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 La Villa 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 72 se presentan los caudales medios para cada uno de los sitios de bombeo proyectados, mientras que en la Tabla 73 se presentan los caudales máximos obtenidos para diferentes periodos de retorno.

Tabla 72. Caudales medios en sitios (La Villa)

Ítem	LV1	LV2	LV3	LV4
Caudal medio (m <sup>3</sup> /s)	17.4	22.07	30.84	32.56

Tabla 73. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno en sitios (La Villa)

Tr (años)	LV1 (m <sup>3</sup> /s)	LV2 (m <sup>3</sup> /s)	LV3 (m <sup>3</sup> /s)	LV4 (m <sup>3</sup> /s)
2	458.8	552.5	716.9	753.8
5	769.1	926.2	1201.8	1263.7
10	974.5	1173.6	1522.9	1601.3
20	1171.6	1411.0	1830.9	1925.1

25	1234.1	1486.3	1928.6	2027.9
50	1426.7	1718.2	2229.5	2344.3
100	1617.8	1948.4	2528.2	2658.4
200	1808.3	2177.8	2825.9	2971.4
500	2059.6	2480.4	3218.6	3384.3
1000	2249.5	2709.1	3515.3	3696.3
10000	2880.0	3468.5	4500.7	4732.4

### 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 hacia 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 adenaños 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  $H_e/H_o=1,2$  ( $H_e$  es la carga efectiva sobre la gola para la creciente de diseño y  $H_o$  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  $H_o$ ).
- 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 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.

$$Q = CLeHe^{1.5} \quad \text{Ecuación 25.}$$

Donde:

Q = Caudal de diseño ( $m^3/s$ )

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  $H_e/H_o$  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:

$$X^{1.85} = KHd^{0.85}Y \quad \text{Ecuación 26.}$$

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)).

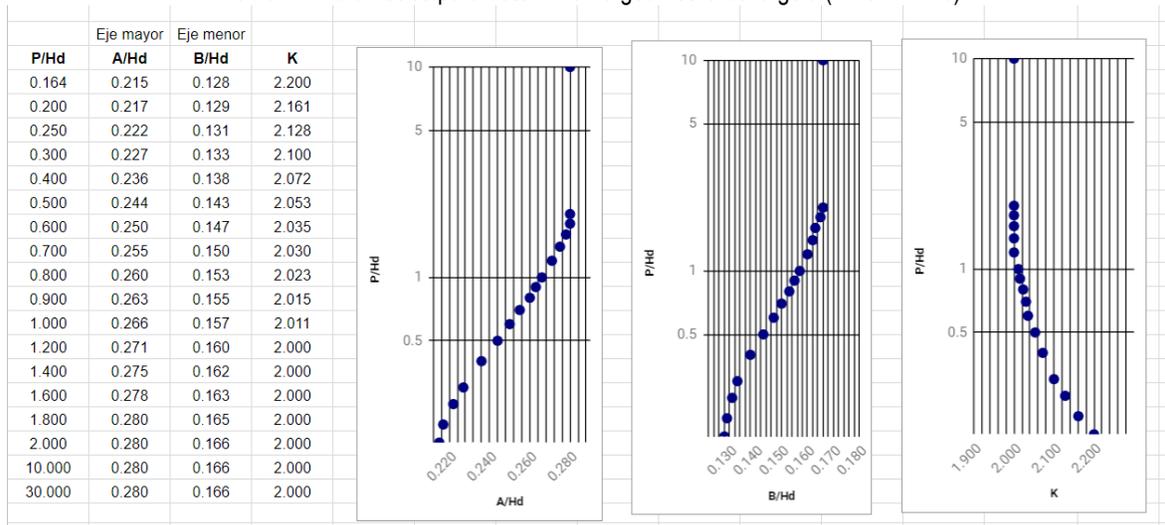
P = Cota cresta Gola (Nivel máximo operación embalse) - Cota de fondo del canal de aproximación.

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



De acuerdo con la Tabla 74, se tiene un K para cada proyecto.

Despejando Y se tiene:

$$Y = \frac{X^{1.85}}{KHd^{0.85}} \quad \text{Ecuación 27.}$$

La parte de la ecuación  $(1/(K \cdot Hd^{0.85}))$  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 54.

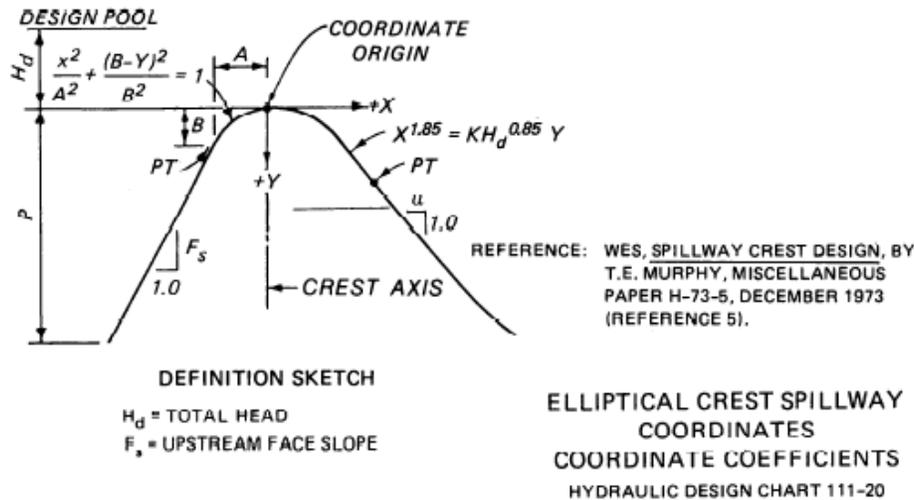


Figura 54. Parámetros Perfil Gola

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 54).

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 rejillas.
- Las rejillas 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 rejillas se predimensionan para que con el caudal de diseño se produzca una máxima velocidad del flujo de aproximación a la rejilla (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 quietamiento que recibe las aguas provenientes de la rejilla se dimensionaron 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 rejilla y facilite la transición del flujo entre las rejillas 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 encuentra una tubería que permitió controlar el caudal ambiental.

- La entrada de flujo al canal de aducción se controló por medio de compuertas en caso de necesitarse 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, 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:

$$A = (b+my) y \quad \text{Ecuación 28.}$$

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:

$$P = b+2y\sqrt{(1+m^2)} \quad \text{Ecuación 29.}$$

El ancho superior del canal es:

$$B = b+2m y \quad \text{Ecuación 30.}$$

El canal de aducción será en concreto y se adoptó 5.0 m/s como velocidad máxima permisible para evitar problemas de erosión.

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

$$Q = A \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \text{Ecuación 31.}$$

Donde:

Q = Caudal diseño en canal (m<sup>3</sup>/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:

$$V_r = \frac{a}{100} \sqrt{d} V_r = \frac{a}{100} \sqrt{d} \quad \text{Ecuación 32.}$$

Donde:

- $V_r$ : Velocidad de resuspensión (m/s).
- a: Factor que depende del tamaño de la partícula, se obtiene de la Tabla 75 en función del diámetro de la partícula.
- d: Diámetro de la partícula (mm).

Tabla 75. 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.

$$V_r = \frac{a}{100} \sqrt{d} V_h = 0.9 V_r \quad \text{Ecuación 33.}$$

- 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 76. 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:

$$Vr = \frac{a}{100} \sqrt{d} Vr = \frac{a}{100} \sqrt{d} L = K \times H \times \frac{V_h}{V_s} \quad \text{Ecuación 34.}$$

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 bombes, 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:

$$P = (Q \cdot \gamma \cdot H) / n \quad \text{Ecuación 35.}$$

Dónde:

$P$  = Potencia requerida por la Bomba (KW).

$Q$  = Caudal de operación (m<sup>3</sup>/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 bombes 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:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad \text{Ecuación 36.}$$

Donde:

h<sub>f</sub>: 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.

$$Re = \frac{\rho V D}{\mu} ; \frac{D V}{\nu} \quad \text{Ecuación 37.}$$

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)  
 ν: Viscosidad cinemática del agua (0.000001007 m<sup>2</sup>/s)

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

$$f = \frac{64}{Re} \quad \text{Ecuación 38.}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left( \frac{ks}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad \text{Ecuación 39.}$$

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. Válvulas de purga

Las válvulas de purga de una tubería deben localizarse en los puntos bajos del alineamiento de la misma y aguas arriba de las válvulas ubicadas en una pendiente. En zonas bajas como las que se producen generalmente en tuberías en las calles de una ciudad cuando deben pasar por debajo de un gran canal u otra estructura deberán proyectarse la localización de purga en el punto más bajo y realizar el drenaje del tramo que se localice más abajo de la válvula por medio de un bombeo.

Las válvulas de purga deberán estar provistas de una válvula de cierre y no podrá estar por debajo del trazado principal pero puede estar dispuesta de tal forma que la salida sea vertical y justo al lado de la tubería. (Con base en AWWA, 2004).

En esta etapa de estudio para el dimensionamiento de las válvulas de purga se definió una velocidad en las mismas de 9 m/s.

#### 8.6.10. Válvulas de ventosa

El dimensionamiento de las válvulas de ventosa se realiza para condiciones extremas de la red, tales como el llenado y el vaciado de la misma. Para el llenado inicial se debe retirar aire a la misma relación volumétrica en que se introduce agua. Como regla general, la velocidad de llenado sugerida, basándose en una sección transversal llena no debe exceder los 0.3 m/s ya que cuando el flujo alcanza el extremo del sistema, baja repentinamente y podría causar presiones de transiente de aproximadamente 345 kPa por cada 0.3 m/s de velocidad. La tasa volumétrica de aire para un llenado inicial se debe airear a la atmósfera a un diferencial de presión típico de 13.8 kPa.

La metodología utilizada para definir el diámetro de la válvula se basa en el flujo compresible a través de un tubo corto donde no hay transferencia de calor ni aire. Se asume que la válvula se encuentra a nivel del mar y a una temperatura ambiente de 15.6°C. En altitudes considerables y temperaturas extremas estas ecuaciones que consideran este tipo de factores deben ser ajustadas según sea el caso.

A través de la siguiente ecuación se puede llevar a cabo el cálculo del flujo de aire para una válvula de ventosa:

$$Q = q (0.134 \text{ ft}^3/\text{gal}) \frac{(\Delta P + 14.7 \text{ psi})}{(14.7 \text{ psi})} \quad \text{Ecuación 40.}$$

Donde:

Q: caudal de aire [ft<sup>3</sup>/min]  
q : relación de llenado [gal/min]  
ΔP: diferencial de presión, 2 psi

Con base en el caudal de aire estimado y el diferencial de presión se puede seleccionar en la siguiente tabla el diámetro de la válvula de ventosa que garantice el flujo de aire necesario.

Table 4-2 Air and wastewater gas discharge table (SCFM [L/sec]) of large orifices  
( $C_d = 0.6$ ,  $T = 60^\circ\text{F}$  [ $15.6^\circ\text{C}$ ], and sea level)

Differential Pressure	Orifice Diameter, in. (mm)											
	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20
psi (kPa)	(25.4)	(50.8)	(76.2)	(101.6)	(152)	(203)	(254)	(305)	(355)	(406)	(457)	(508)
1.0 (6.9)	68 (32)	271 (128)	611 (288)	1,086 (512)	2,443 (1,153)	4,343 (2,049)	6,786 (3,202)	9,772 (4,611)	13,300 (6,276)	17,372 (8,198)	21,986 (10,375)	27,143 (12,809)
1.5 (10.3)	83 (39)	330 (156)	743 (351)	1,321 (623)	2,973 (1,403)	5,285 (2,494)	8,257 (3,897)	11,891 (5,611)	16,185 (7,638)	21,139 (9,976)	26,754 (12,625)	33,030 (15,587)
2.0 (13.8)	95 (45)	379 (179)	853 (402)	1,516 (715)	3,411 (1,610)	6,064 (2,862)	9,475 (4,471)	13,644 (6,438)	18,571 (8,763)	24,255 (11,446)	30,698 (14,486)	37,899 (17,885)
2.5 (17.2)	105 (50)	421 (199)	946 (447)	1,683 (794)	3,786 (1,787)	6,731 (3,176)	10,517 (4,963)	15,144 (7,146)	20,612 (9,727)	26,922 (12,705)	34,074 (16,079)	42,066 (19,851)
3.0 (20.7)	114 (54)	457 (216)	1,028 (485)	1,828 (863)	4,114 (1,941)	7,313 (3,451)	11,427 (5,392)	16,454 (7,765)	22,396 (10,569)	29,252 (13,804)	37,022 (17,471)	45,706 (21,569)
3.5 (24.1)	122 (58)	489 (231)	1,099 (519)	1,955 (922)	4,398 (2,075)	7,818 (3,689)	12,216 (5,765)	17,591 (8,301)	23,944 (11,299)	31,273 (14,758)	39,581 (18,678)	48,865 (23,059)
4.0 (27.6)	129 (61)	517 (244)	1,164 (549)	2,069 (976)	4,655 (2,196)	8,275 (3,905)	12,929 (6,101)	18,618 (8,786)	25,341 (11,959)	33,099 (15,619)	41,891 (19,768)	51,717 (24,405)
4.5 (31.0)	136 (64)	543 (256)	1,221 (576)	2,170 (1,024)	4,883 (2,304)	8,681 (4,097)	13,564 (6,401)	19,532 (9,217)	26,586 (12,546)	34,724 (16,386)	43,948 (20,739)	54,256 (25,604)
5.0 (34.5)	141 (67)	565 (267)	1,272 (600)	2,261 (1,067)	5,086 (2,400)	9,042 (4,267)	14,129 (6,667)	20,345 (9,601)	27,692 (13,068)	36,169 (17,068)	45,777 (21,602)	56,515 (26,669)

Figura 55. Diámetro del orificio para distintos diferenciales de presión  
Fuente: (AWWA Manual M51)

Para el caso del vaciado de la tubería, las válvulas de ventosa deben ser dimensionadas de forma tal que permitan la incorporación de aire a la misma tasa volumétrica a la que se vacía el sistema (AWWA Manual M51).

Con el ánimo de garantizar las condiciones adecuadas del flujo de aire de manera conservadora en esta etapa de diseño se decidió adoptar el siguiente diámetro mayor disponible comercialmente para estimar las cantidades requeridas en el proyecto. En etapas futuras de diseño se recomienda consultar las características específicas del fabricante que se seleccione.

### 8.6.11. Válvulas de operación

Este tipo de válvulas se instalaron cada kilómetro, en los puntos altos del perfil de las tuberías, esto para que no queden tramos sin drenar, para las operaciones de limpieza y desinfección, mantenimiento de válvulas y accesorios, drenaje total de la tubería para inspección interna y remoción de sedimentos acumulados en los puntos bajos.

### 8.6.12. Tanques de carga

Cada bombeo planteado se proyectó con un tanque de carga que recibirá el caudal de diseño, desde el cual se distribuirá hacia 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 del 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 41.

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/s<sup>2</sup>.

#### Desagüe de fondo:

- 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.

- 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 (m<sup>3</sup>) se divide por el tiempo de vaciado (s), obteniendo de esta manera el caudal de diseño del desagüe.

- 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 diseña a flujo libre por gravedad. El dimensionamiento hidráulico de la sección del conducto se realiza utilizando la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 42.

Donde:

V = Velocidad (m/s).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

A = Área de flujo de agua (m<sup>2</sup>).

R = Radio Hidráulico (m).

S = Pendiente de la línea de agua (m/m).

- 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 43.

Donde:

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

A = Área del orificio, igual a G<sub>o</sub> x B, (m<sup>2</sup>).

G<sub>o</sub> = 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).

H<sub>n</sub> = Altura neta de carga, igual a H<sub>o</sub> - ΔH, (m).

H<sub>o</sub> = Altura bruta de carga, (m).

$$H_o = \text{Nivel del tanque} - \text{cota radier compuerta} - G_o \cdot C_d$$

Ecuación 44.

Rebose:

- 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 56.

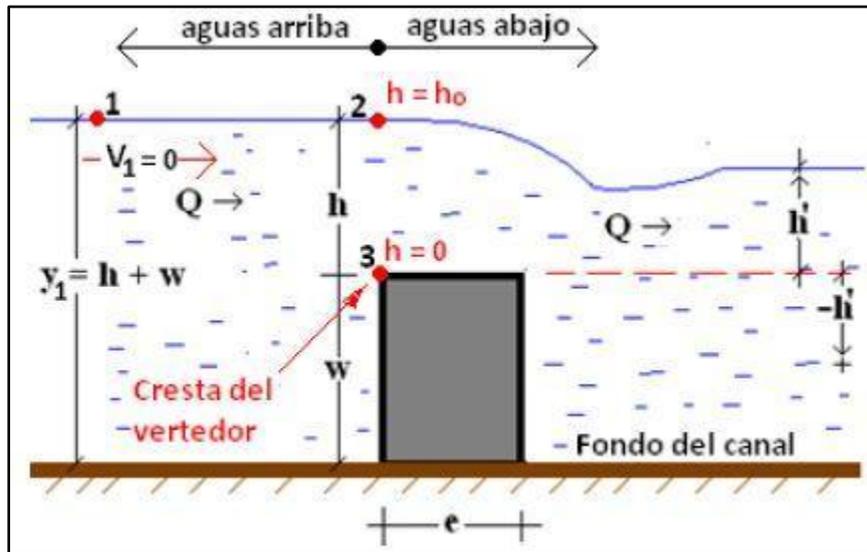


Figura 56. Parámetros Vertedero Rectangular de Pared Gruesa.

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

El caudal a evacuar por el vertedero se estima mediante la Ecuación 45, definida por Sotelo A.G:

$$\frac{Q}{b} = q = \left(2.952h^{\frac{3}{2}}\right)\mu\epsilon_1\epsilon_2 \quad \text{Ecuación 45.}$$

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).

$\mu$  = coeficiente de contracción vertical de la altura h en la cresta del vertedor y de la contracción horizontal.

$\epsilon_1$  = es el coeficiente al considerar que el vertedor de pared gruesa.

$\epsilon_2$  = es el coeficiente al considerar el efecto de sumersión h' en la descarga.

Despejando el caudal rebosado se tiene que:

$$Q = bq = b \left(2.952h^{\frac{3}{2}}\right)\mu\epsilon_1\epsilon_2 \quad \text{Ecuación 46.}$$

$\mu$  se calcula según la ecuación de Henderson F.M:

$$Cd = \mu = 0.611 + 0.08 \frac{h}{w} \quad \text{Ecuación 47.}$$

Donde,

w = altura del vertedero (m).

El coeficiente  $\epsilon_1$  se deduce de acuerdo con los siguientes criterios:

Donde:

$$\varepsilon_1 = \begin{cases} 1 & \frac{e}{h} \leq 0.67 \text{ Ec. de Bazin} \\ 0.7 + \frac{0.185}{e/h} & 0.67 < \frac{e}{h} \leq 3 \text{ Ec. de Bazin} \\ 0.75 + \frac{0.1}{e/h} & 3 < \frac{e}{h} \leq 10 \text{ Ec. de Gibson} \end{cases} \quad \text{Ecuación 48.}$$

e = espesor del vertedero (m).

El coeficiente  $\varepsilon_2$  se deduce de acuerdo con la Figura 57. (Domínguez):

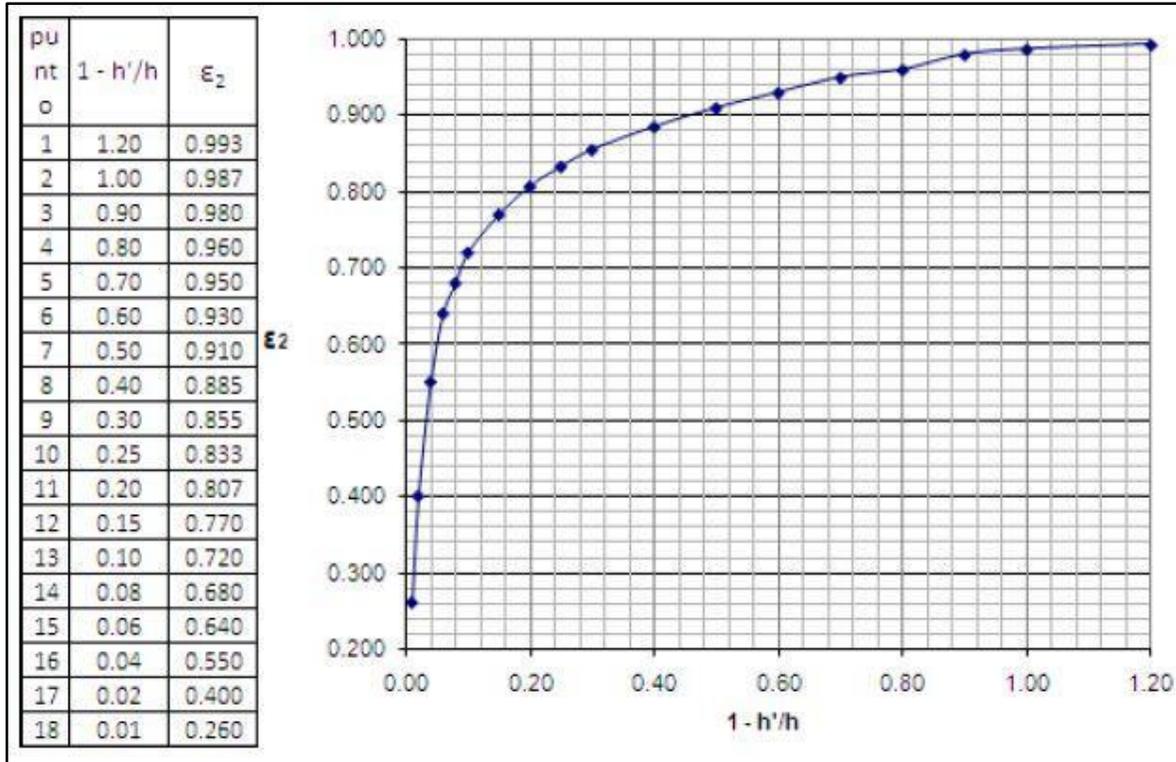


Figura 57. Determinación Coeficiente  $\varepsilon_2$

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.

- 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 dissipador 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:

$$V = \sqrt{2g(Y_2 - w)} \quad \text{Ecuación 49.}$$

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:

$$X = Vt, \quad Y = w - \frac{1}{2}gt^2 \quad \text{Ecuación 50.}$$

Donde:

t = tiempo de caída del chorro (s).

Para mayor claridad ver Figura 58.

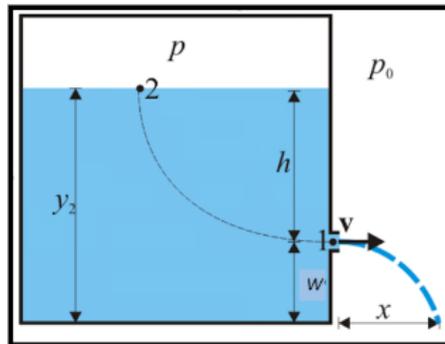


Figura 58. Alcance del Chorro

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

$$0 = Y = w - \frac{1}{2}gt^2 \rightarrow t = \sqrt{\frac{2w}{g}} \quad \text{Ecuación 51.}$$

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

$$X = v \sqrt{\frac{2w}{g}} \quad \text{Ecuación 52.}$$

Reemplazando V en la Ecuación 53

$$X = 2 \sqrt{(Y_2 - w)w} \quad \text{Ecuación 53.}$$

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

- 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:

$$A = (b+my) \quad \text{Ecuación 54.}$$

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:

$$P = b + 2Y\sqrt{(1 + m^2)} \quad \text{Ecuación 55.}$$

El ancho superior del canal es:

$$B = b + 2my \quad \text{Ecuación 56.}$$

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:

$$Q = A \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \text{Ecuación 57.}$$

Donde:

Q = Caudal diseño en canal (m<sup>3</sup>/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 dissipador se implementó la mínima pendiente que permita al canal tener la capacidad requerida.

- Dissipador Escalonado

Para llevar el caudal de excesos hasta los cuerpos de agua se adoptaron dissipadores 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 59, la profundidad crítica se calcula como:

$$d_c = \left( \frac{\left( \frac{Q_w}{B} \right)^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Ecuación 58.}$$

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

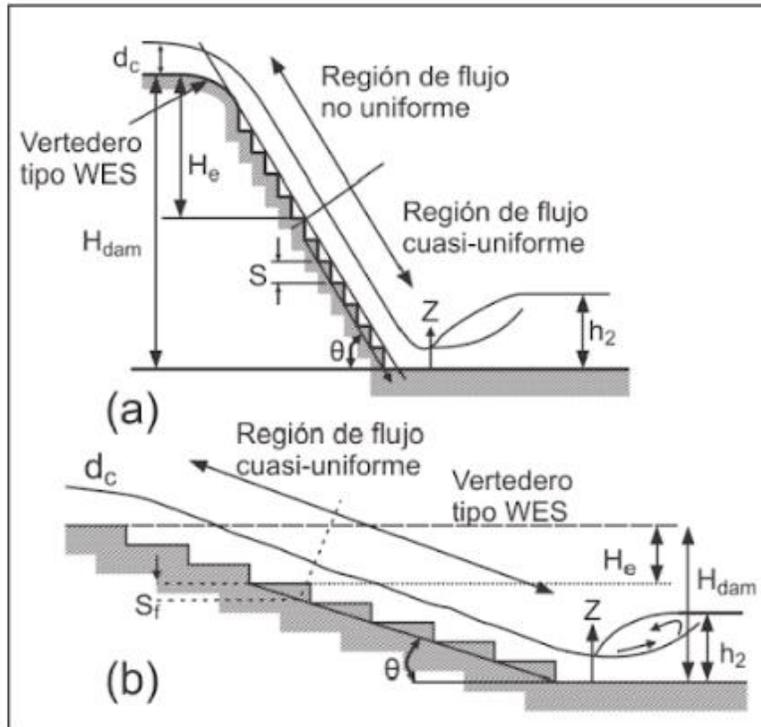


Figura 59. Esquema de definiciones: (a) escalones para θ=19, 23, 30 y 55°, (b) escalones tomados para θ = 5.7, 8.5 y 11.3° (Ohtsu).

Tomado de (INVIAS, 2009)

Se seleccionó la caída en cada escalón (S), ver Figura 59, de manera que se forme una condición de flujo tipo rasante. Para esto se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$0.1 \leq \frac{S}{d_c} \leq \left( \frac{S}{d_c} \right)_s \quad \text{Ecuación 59.}$$

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

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  $\theta > 19^\circ$  o cuando  $S/dc < (S/dc)_B$
- Tipo B en otro caso.

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

$$\left(\frac{S}{dc}\right)_B = 13 (\tan \tan \theta)^2 - 2.73 \tan \tan \theta + 0.373 \quad \text{Para } \theta \text{ entre } 5.7^\circ \text{ y } 19^\circ \quad \text{Ecuación 60.}$$

El flujo rasante es altamente turbulento, dándose la entrada de grandes cantidades de aire a lo largo del canal desde un punto de "insección" 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 ( $H_e$ ) está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{H_e}{dc} = (-1.21 * 10^{-5} * \theta^3 + 1.6 * 10^{-3} * \theta^2 - 7.13 * 10^{-2} * \theta + 1.3)^{-1} \left[ 5.7 + 6.7 * \exp \exp \left( 6.5 * \frac{S}{dc} \right) \right] \quad \text{Ecuación 61.}$$

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

$$\frac{dw}{dc} = \left( \frac{f}{8 \sin \theta} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Ecuación 62.}$$

El factor de fricción  $f$  del flujo está dado por:

$$f = f_{max} - A \left( 0.5 - \frac{S}{dc} \right)^2 \quad \text{para } 0.1 \leq \frac{S}{dc} \leq 0.5$$

$$f = f_{max} \quad \text{para } 0.5 \leq \frac{S}{dc} \leq \left( \frac{S}{dc} \right)_s \quad \text{Ecuación 63.}$$

Para  $5.7^\circ \leq \theta \leq 19^\circ$ :

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

$$f_{max} = -4.2 * 10^{-4} \theta^2 + 1.6 * 10^{-2} \theta + 3.2 * 10^{-2} \quad \text{Ecuación 64.}$$

Y para  $19^\circ < \theta \leq 55^\circ$ :

$$A = 0.452$$

$$f_{max} = 2.32 * 10^{-5} \theta^2 - 2.75 * 10^{-3} \theta + 2.31 * 10^{-1} \quad \text{Ecuación 65.}$$

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:

$$\begin{aligned} \left(\frac{Eres}{dc}\right)_u &= \frac{dw}{dc} \cos \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{dc}{dw}\right)^2 \\ &= \left(\frac{f}{8 \sin \sin \theta}\right)^{\frac{1}{3}} \cos \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \sin \theta}\right)^{\frac{-2}{3}} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 66.}$$

- Para flujo tipo B:

$$\begin{aligned} \left(\frac{Eres}{dc}\right)_u &= \frac{dw}{dc} + \frac{1}{2} \left(\frac{dc}{dw}\right)^2 \\ &= \left(\frac{f}{8 \sin \sin \theta}\right)^{\frac{1}{3}} + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \sin \theta}\right)^{\frac{-2}{3}} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 67.}$$

Finalmente, para el flujo cuasi-uniforme la altura de los muros del canal,  $H_w$  está dada por la Ecuación 68:

$$H_w = 1.4Y_{0,9} \quad \text{Ecuación 68.}$$

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:

$$y_{0,9} = \frac{dw}{1 - C_{mean}}$$

$$C_{mean} = D - 0.3 \exp \exp \left[ -5 \left(\frac{S}{dc}\right)^2 - 4 \frac{S}{dc} \right]$$

$$D = 0.300 \quad \text{para } 2.7^\circ \leq \theta \leq 19^\circ$$

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

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:

$$\frac{Eres}{dc} = 1.5 + \left[ \left(\frac{Eres}{dc}\right)_u - 1.5 \right] \left[ 1 - \left(1 - \frac{Hdam}{He}\right)^{\frac{\theta}{25} + 4} \right] \quad \text{Ecuación 70.}$$

La anterior ecuación es válida para  $5.0 \leq Hdam/dc \leq He/dc$ .

El parámetro  $(Eres/dc)_u$  se calcula con la segunda parte de la Ecuación 66 y Ecuación 67:

Se calcula entonces, para este flujo no uniforme la altura representativa del flujo ( $dw$ ) y la velocidad promedio ( $V_w$ ) por tanteos a partir de la Ecuación 71:

$$Eres = dw * \cos \cos \theta + \frac{v_w^2}{2g} \quad \text{para flujo tipo A} \quad \text{Ecuación 71.}$$

$$Eres = dw + \frac{v_w^2}{2g} \quad \text{para flujo tipo B}$$

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

$$Hw = 1.4y_{0.9}$$

$$D = 0.300 \quad \text{para } 2.7^\circ \leq \theta \leq 19^\circ$$

Ecuación 72.

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

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 enrodamiento de estabilización y protección en la zona donde llegue el caudal de excesos.

## 9. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO EL GATO

El proyecto El Gato se localiza en la cota 108 msnm sobre el río el Gato, cuenta con una presa de regulación de caudales en CFRD (por sus siglas en inglés Concrete Face Rockfill Dams) 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 AZU-ING-INF-009).

### 9.1. PRESA DE REGULACIÓN

Para la regulación de caudales se planteó una presa de CFRD (Concrete Face Rockfill Dams) de 82 m de altura con la cresta de la presa en la cota 190 msnm. La presa se proyectó con talud aguas arriba 1.4H:1V y talud aguas abajo 1.5H:1V, una cresta de 460 m de longitud y 10.0 m de ancho, para la cual se requiere un volumen de 2.31 Mm<sup>3</sup> 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 0.3 Mm<sup>3</sup>.

#### 9.1.1. Reservorio

Al sitio de presa drena una cuenca con un área de 156 km<sup>2</sup> que transporta un caudal medio de 4.9 m<sup>3</sup>/s. El reservorio formado por la presa ocupa un área de 789.13 ha tendrá un volumen total de 156.51 Hm<sup>3</sup> de los cuales 3.90 Hm<sup>3</sup> corresponden al volumen muerto y 152.61 Hm<sup>3</sup> al volumen útil, siendo éste el que permite regular los caudales para suministrar 0.52 m<sup>3</sup>/s a los sistemas de abastecimiento de la parte baja de cuenca y 21.32 m<sup>3</sup>/s a las demandas de riego.

La presa se ubica en la cota 108 msnm. con una altura total de 82 m. Tomando en cuenta que la descarga de caudales para los usuarios tiene un diámetro de 3.3 m y el flujo una velocidad de 2.69 m/s para un caudal de diseño de 22.98 m<sup>3</sup>/s (ver numeral 6.6.1), se estimó una sumergencia crítica de 5.3 m, por lo que el Nivel Mínimo de Operación Normal (NmiON) se ubicará en la cota 135.3 msnm, albergando el volumen de sedimentos esperado en 50 años y la sumergencia crítica.

El Nivel Máximo Operación Normal (NMON) se ubica en la cota 185.0 msnm, la cual define el nivel de la gola del vertedero de excesos del reservorio y el Nivel Máximo de Operación Extraordinaria (NMOE) en la cota 188.76 msnm y la cresta de la presa en la cota 190 msnm.

#### 9.1.2. Sistema de desvío

Para poder realizar la construcción de la presa, se proyectó un sistema de desvío del río El Gato conformado por una ataguía, un túnel de desviación y una contrataguía, que permite el manejo de crecientes con un periodo de retorno de 50 años (696.2 m<sup>3</sup>/s) asociado a un riesgo de 3 %, inferior al 10% (ver numeral 6.2.1).

La ataguía tiene la función de desviar los caudales hacia el túnel, se proyectó en enrocado seleccionado, con una altura de 22.6 m y un volumen total de 0.12 Mm<sup>3</sup>. El túnel de desviación se proyectó por la margen derecha del cauce, con sección HPR con solera recta, tiene 496.4 m de longitud, con pendiente del 1% y un diámetro de excavación de 7.1 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 7 m y un volumen total de 0.01 Mm<sup>3</sup>.

El túnel de desvío se dimensionó para el paso de la creciente de 50 años de periodo de retorno, con un diámetro hidráulico de 6.4 m y diámetro de excavación de 7.1 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 77 se presentan coeficientes K utilizados para el cálculo de las pérdidas en el túnel de desvío.

Tabla 77. 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 78 se presentan las pérdidas identificadas en el túnel cuando se encuentre a flujo libre y en la Tabla 79 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 78. Pérdidas localizadas del túnel de desvío a flujo libre

Caudal túnel	Pérdidas entrada túnel					Nivel embalse
	Yo	Velocidad	Rad Hid	Sf	Pérdidas	
	[m]	[m/s]	[m]	[m/m]	[m]	[msnm]
0.0						110.00
40.0	1.585	3.94	01.06	0.00324	0.34	112.72
45.0	1.714	4.10	1.12	0.00327	0.36	112.93
50.0	1.839	4.25	1.17	0,00330	0.39	113.15
55.0	1.960	4.38	1.22	0,00333	0.41	113.35
60.0	2.077	4.51	1.26	0,00337	0.43	113.55
65.0	2.191	4.64	1.30	000341	0.45	113.74
70.0	2.302	4.75	1.34	0.00344	0.47	113.93
75.0	2.410	4.86	1.37	0.00348	0.50	114.11
80.0	2.516	4.97	1.41	0.00352	0.52	114.29
85.0	2.620	05.07	1.44	0.00355	0.54	114.47
90.0	2.722	5.17	1.47	0.00359	0.56	114.64
95.0	2.821	5.26	1.50	0.00363	0.57	114.81
100.0	2.920	5.35	1.53	0.00367	0.59	114.97
105.0	3.016	5.44	1.55	0.00370	0.61	115.14
110.0	3.111	5.52	1.58	0.00374	0.63	115.30
115.0	3.205	5.61	1.60	0.00378	0.65	115.46
120.0	3.296	5.69	1.62	0.00381	0.67	115.61
125.0	3.386	5.77	1.65	0.00385	0.68	115.77

130.0	3.474	5.85	1.67	0.00390	0.70	115.92
135.0	3.559	5.93	1.68	0.00394	0.72	116.07
140.0	3.643	06.01	1.70	0.00399	0.74	116.22
145.0	3.726	06.09	1.72	0.00404	0.76	116.37
150.0	3.806	6.16	1.74	0.00410	0.78	116.52
155.0	3.885	6.24	1.75	0.00415	0.80	116.67
160.0	3.963	6.32	1.77	0.00421	0.82	116.82
165.0	4.038	6.40	1.78	0.00428	0.84	116.96
170.0	4.113	6.48	1.79	0.00434	0.86	117.11
175.0	4.186	6.56	1.80	0.00441	0.88	117.26
180.0	4.257	6.64	1.81	0.00448	0.90	117.40
185.0	4.327	6.72	1.82	0.00456	0.92	117.55
190.0	4.396	6.80	1.83	0.00463	0.94	117.69
195.0	4.464	6.88	1.84	0.00472	0.96	117.84
200.0	4.530	6.96	1.85	0.00480	0.99	117.99
205.0	4.594	07.04	1.86	0.00489	01.01	118.13
210.0	4.658	7.12	1.86	0.00498	01.03	118.28
215.0	4.720	7.21	1.87	0.00508	01.06	118.43
220.0	4.781	7.29	1.87	0.00518	01.08	118.58
225.0	4.840	7.38	1.88	0.00529	1.11	118.72
230.0	4.898	7.46	1.88	0.00540	1.13	118.87
235.0	4.954	7.55	1.88	0.00551	1.16	119.02
240.0	5.010	7.64	1.89	0.00563	1.19	119.17
245.0	5.064	7.73	1.89	0.00576	1.21	119.33
250.0	5.116	7.82	1.89	0.00589	1.24	119.48
255.0	5.167	7.91	1.89	0.00602	1.27	119.63

Tabla 79. 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 <sup>3</sup> /s	m	m	m

200.0	3.20	0.6	3.8
213.2	3.64	0.7	4.4
226.4	4.11	0.8	4.9
239.6	4.60	0.9	5.5
252.8	5.12	1.0	6.1
266.0	5.67	1.1	6.8
279.2	6.24	1.3	7.5
292.4	6.85	1.4	8.2
305.6	7.48	1.5	9.0
318.8	8.14	1.6	9.8
332.0	8.83	1.8	10.6
345.2	9.54	1.9	11.5
358.4	10.29	2.1	12.3
371.6	11.06	2.2	13.3
384.8	11.86	2.4	14.2
398.0	12.69	2.5	15.2
411.2	13.54	2.7	16.3
424.4	14.43	2.9	17.3
437.6	15.34	3.1	18.4
450.8	16.28	3.3	19.5
464.0	17.24	3.5	20.7
477.2	18.24	3.7	21.9
490.4	19.26	3.9	23.1
503.6	20.31	4.1	24.4
516.8	21.39	4.3	25.7
530.0	22.50	4.5	27.0
630.0	31.79	6.4	38.2
643.2	33.13	6.6	39.8
656.4	34.51	6.9	41.4
669.6	35.91	7.2	43.1
682.8	37.34	7.5	44.8

696.0	38.80	7.8	46.6
709.2	40.28	8.1	48.3
722.4	41.80	8.4	50.2
735.6	43.34	8.7	52.0
748.8	44.91	9.0	53.9

### 9.1.3. Descarga de fondo

#### 9.1.3.1. Caudal de diseño

Las Normas de Seguridad de Presas (ASEP, 2010) establece para presas de materiales sueltos, ver Tabla 68, que la descarga de fondo debe permitir el vaciado del primer 25% 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 25 % se requeriría un caudal medio de 42.22 m<sup>3</sup>/s, mientras que para el restante se requeriría un caudal medio de 29.44 m<sup>3</sup>/s, por lo que como caudal de diseño se adoptó la condición más crítica, es decir 42.22 m<sup>3</sup>/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 130.0 msnm, 3.8 m de diámetro hidráulico, 221.8 m de longitud hasta la compuerta radial (tramo a presión) y con capacidad para desaguar el reservorio garantizando la capacidad de descarga mínima de 42.22 m<sup>3</sup>/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 numeral 8.2.4. En la Tabla 80 se presentan las pérdidas localizadas y en la Tabla 81 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 80. Pérdidas localizadas de la descarga de fondo

Descripción	Área (m <sup>2</sup> )	K	V (m/s)	Δh (m)
Rejilla de entrada	11.34	0.645	3.72	0.46
Entrada	11.34	0.16	3.72	0.11
Reducción HPC a Circular	4.513	0.05	9.36	0.22
Codo en planta	11.341	0.1	3.72	0.07
Válvula mariposa	11.341	0.24	3.72	0.17
Reducción Circular a Circular	4.513	0.05	9.36	0.22
TOTAL				1.25

Tabla 81. Pérdidas por fricción de la descarga de fondo

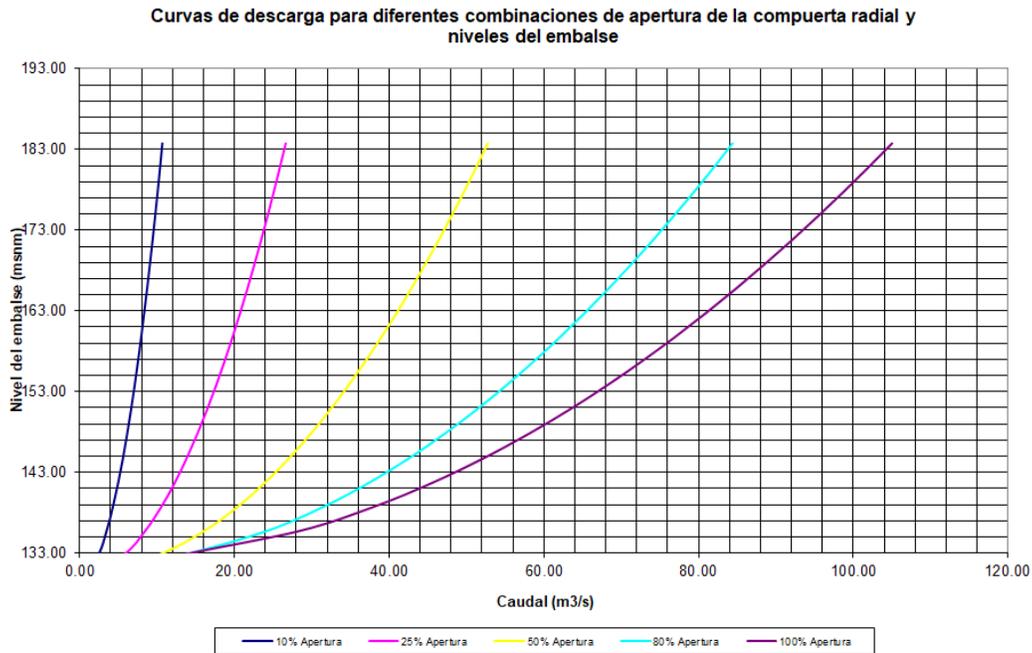
Descripción	n	A	R	L	V	Sf	hf (m)
Longitud túnel a presión	0.012	11.34	0.95	196.8	3.72	0.0021	0.42
Longitud Transición a rectangular	0.012	4.51	0.68	20.0	9.36	0.0211	0.42
Longitud Tramo de compuertas - Rectangular	0.012	4.51	0.68	25.0	9.36	0.0211	0.53
Sumatoria							0.95

Las pérdidas totales por accesorios y por fricción suman 2.20 metros de columna de agua (mca).

Al final del tramo a presión se ubicará una cámara de compuertas en la se alojarán una compuerta plana (de guarda) y una compuerta radial (de servicio) de 2.4 m de alto por 1.9 m ancho la cual garantiza la descarga del caudal requerido para el vaciado (42.22 m<sup>3</sup>/s) con el reservorio al nivel mínimo de operación y sin exceder la velocidad de diseño (9.0 m<sup>3</sup>/s) con el reservorio al nivel máximo normal. En la Tabla 82 y en la Figura 44. 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 82. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

	Apertura				
	10%	25%	50%	80%	100%
NE	Q	Q	Q	Q	Q
msnm	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s
183.76	10.67	26.62	52.74	84.38	104.98
180.76	10.37	25.86	51.22	81.92	101.90
177.76	10.06	25.08	49.66	79.39	98.72
174.76	9.74	24.27	48.04	76.78	95.43
171.76	9.41	23.44	46.38	74.07	92.03
168.76	09.06	22.57	44.64	71.26	88.49
165.76	8.70	21.67	42.84	68.34	84.81
162.76	8.33	20.73	40.96	65.28	80.96
159.76	7.94	19.75	38.99	62.07	76.92
156.76	7.52	18.71	36.91	58.69	72.65
153.76	07.09	17.62	34.71	55.10	68.12
150.76	6.62	16.45	32.36	51.27	63.26
147.76	6.12	15.19	29.83	47.12	58.00
144.76	5.58	13.82	27.06	42.56	52.20
141.76	4.98	12.30	23.97	37.46	45.68
138.76	4.29	10.55	20.42	31.54	38.06
135.76	3.47	8.46	16.11	24.22	28.47
132.76	2.38	5.64	10.09	13.35	13.14



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 83 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 83. 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	31.63	128.00	128.70	10.95	2.56
1.41	31.64	127.01	127.71	10.96	2.56
2.82	31.65	126.03	126.72	10.96	2.56
4.23	31.66	125.04	125.73	10.97	2.56
5.64	31.67	124.05	124.75	10.97	2.56
7.05	31.68	123.06	123.76	10.98	2.56
8.45	31.69	122.08	122.77	10.98	2.56
9.86	31.70	121.09	121.78	10.99	2.56
11.27	31.70	120.10	120.80	10.99	2.56
12.68	31.71	119.11	119.81	11.00	2.56
14.09	31.72	118.13	118.82	11.00	2.56
15.50	31.73	117.14	117.83	11.00	2.56
16.91	31.73	116.15	116.85	11.01	2.56
18.32	31.74	115.17	115.86	11.01	2.56
19.73	31.75	114.18	114.87	11.01	2.56
21.14	31.75	113.19	113.88	11.02	2.56

22.55	31.76	112.20	112.90	11.02	2.56
23.95	31.77	111.22	111.91	11.03	2.56
25.36	31.77	110.23	110.92	11.03	2.56
26.77	31.78	109.24	109.93	11.03	2.56
28.18	31.79	108.25	108.95	11.03	2.56
29.59	31.79	107.27	107.96	11.04	2.56
31.00	31.80	106.28	106.97	11.04	2.56

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

De acuerdo con lo expuesto en el numeral [8.3.3](#) 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 82) por esta se captará un caudal máximo de 101.29 m<sup>3</sup>/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 84 se presentan las características de la captación y en la Figura 61 se presenta el esquema general de la misma.

Tabla 84. Dimensionamiento orificios captación descarga de fondo

Item	Valor	Unidad
Área neta requerida	22.2	m <sup>2</sup>
Lado del Orificio	0.7	m
Base del Orificio	1.0	m
Espesor columna	0.40	m
Espesor Vigas	0.40	m
Dimensión mínima de la compuerta	1.9	m
Lado o base máxima del orificio	1.27	
Longitud diagonal del orificio	1.22	m
Criterio de dimensión mínima de los orificios	Cumple	
Área del Orificio	0.7	m <sup>2</sup>
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	28.0	m <sup>2</sup>

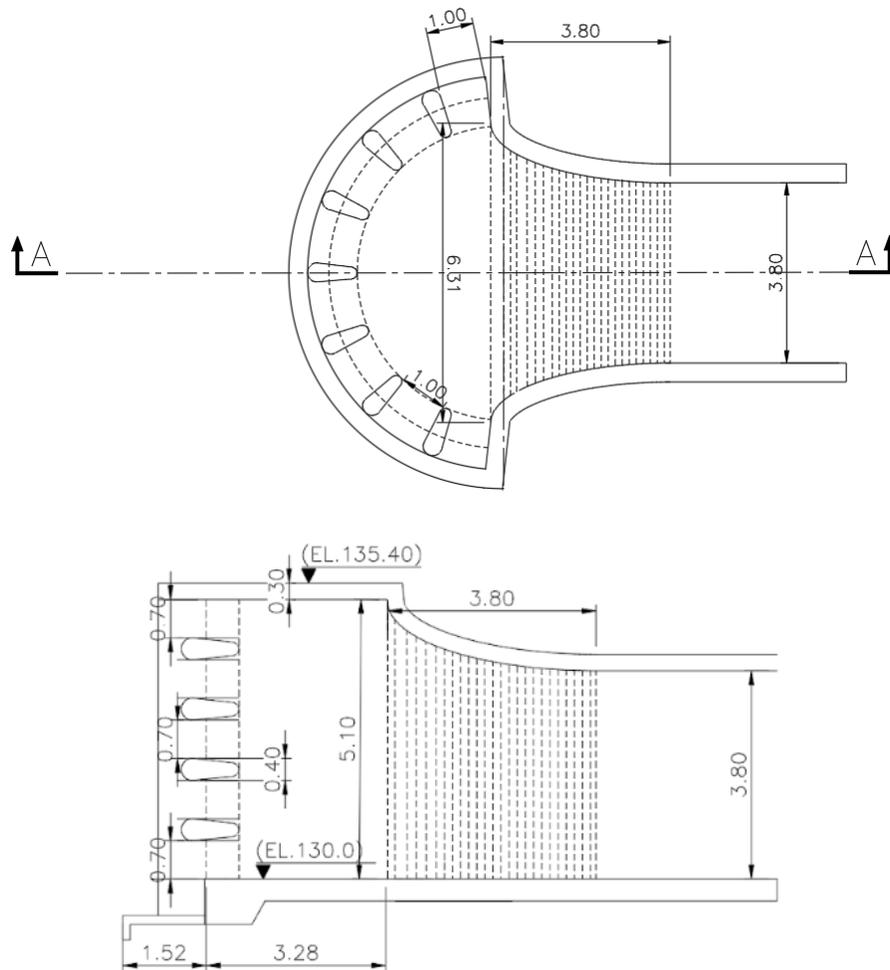


Figura 61. Esquema general de la captación de la descarga de fondo

La sumergencia crítica se estimó siguiendo las metodologías de Nauss y Gordon (ver numeral 8.3.3.4) 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 5.33 m medidos desde la clave del ducto, permitiendo ubicar el nivel mínimo del reservorio en la cota 139.1 msnm. En la Tabla 85 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 85. Cálculo sumergencia crítica para descarga de fondo

Item	Unidad	Resultados
Cota fondo del desagüe de fondo	msnm	130.00
Caudal nominal	m <sup>3</sup> /s	42.2
Diámetro	m	3.8
Área	m <sup>2</sup>	11.34
Tipo de aproximación	-	Simétrica
Velocidad	m/s	3.72
Número de Froude	-	0.61
J. K. Nauss		
$h_c / D =$	-	1.72
$H_c$ (medida desde el eje del ducto) =	m	6.5

Nivel mínimo =	msnm	138.4
Gordon		
sc / D =	-	1.40
Sc (medida desde la clave del ducto) =	m	5.33
Nivel mínimo =	msnm	139.1
Nivel de agua normal	msnm	185
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 22.98 m<sup>3</sup>/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 22.98 m<sup>3</sup>/s, para que la velocidad no sea superior a 0.6 m/s y se cumplan los demás requerimientos solicitados en los criterios de diseño expuestos en el numeral [8.3.3](#) se obtuvieron las dimensiones y número de orificios expuestas en la Tabla 86.

Tabla 86. Dimensionamiento orificios captación descarga de fondo.

Ítem	Valor	Unidad
Área neta requerida	38.30	m <sup>2</sup>
Lado del Orificio	1.80	m
Base del Orificio	1.80	m
Espesor columna	0.40	m
Espesor Vigas	0.40	m
Longitud diagonal del orificio	2.55	m
Área del Orificio	3.24	m <sup>2</sup>
Número de Orificios Requeridos	12.0	un
Número de Orificios Horizontales (columnas)	4.00	un
Número de Orificios Verticales (filas)	3.00	un
Total orificios	12.00	
Área neta diseñada	38.88	m <sup>2</sup>

Los valores de sumergencia a adoptar serán los mismos que se adoptaron para la captación de descarga de fondo, presentadas en la Tabla 86.

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 22.98 m<sup>3</sup>/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 130.0 msnm una longitud de 222 m (hasta las válvulas), diámetro de excavación de 3.2 m y un diámetro hidráulico de 2.5 m. En la Tabla 87 se presentan las pérdidas localizadas y en la Tabla 88 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 87. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios

Descripción	Área (m <sup>2</sup> )	K	V (m/s)	Δh (m)
Rejilla de entrada	69.60	0.645	0.33	0.00
Entrada	4.91	0.160	4.68	0.18
Reducción HPC a Circular	4.91	0.050	4.68	0.06
Codo planta	4.91	0.100	4.68	0.11
Válvula mariposa	4.91	0.240	4.68	0.27
Sumatoria				0.62

Tabla 88. Pérdidas por fricción de la descarga de caudales a usuarios

Descripción	n	A	R	L	V	Sf	hf (m)
Longitud Entrada a Túnel	0.014	4.91	0.63	0.0	4.68	0.0080	0.00
Longitud túnel a presión	0.012	4.91	0.63	220.0	4.68	0.0059	1.33
Longitud Transición a circular	0.012	4.91	0.63	0.0	4.68	0.0059	0.00
Sumatoria							1.33

Las pérdidas totales por accesorios y por fricción suman 1.95 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 89.

Tabla 89. 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
1.6	2.5	0.4	0.6	0.2	0.2

En la Tabla 90 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 90. Capacidad hidráulica de la descarga de usuarios para caudal de diseño

Caudal diseño (m <sup>3</sup> /s)	Velocidad en la tubería (m/s)	Velocidad en válvula mariposa (m/s)	Velocidad en la válvula hb (m/s)
22.98	4.68	4.68	11.4

Partiendo de las dimensiones de las válvulas Howell-Bunger (ver Tabla 89) 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 62 y la Figura 63 se muestra el esquema adoptado en este estudio y el perfil promedio resultante.

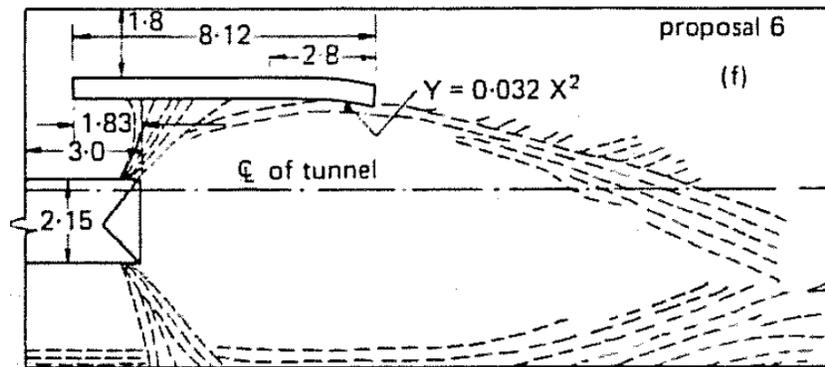


Figura 62. Esquema de la propuesta 6 de deflectores (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

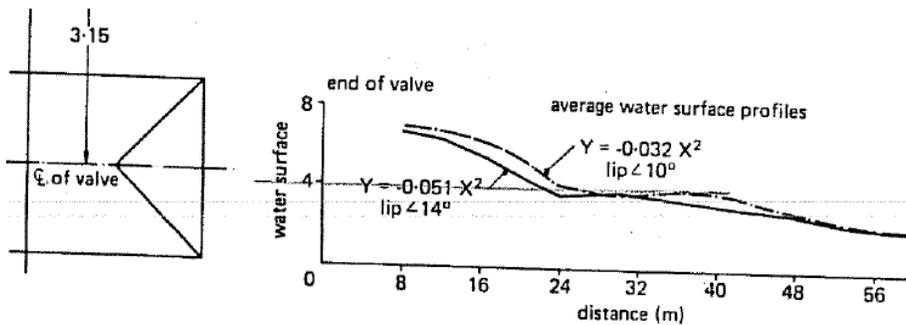


Figura 63. Perfil de flujo promedio (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

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 64 se muestra el esquema tipo de canal rectangular considerado y en la Tabla 91 las dimensiones según las suposiciones realizadas.

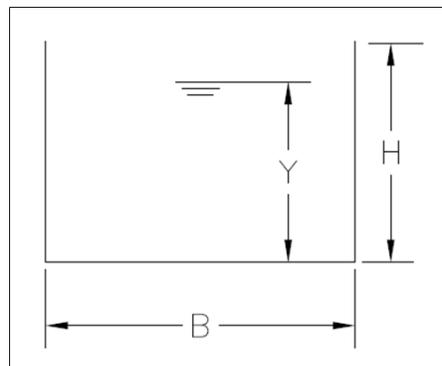


Figura 64. Esquema típico de canal regular

Tabla 91. Dimensiones para canales en cámara de usos

Cauce	Qd	B	Y	S	V	BL	Altura Total	Altura Adoptada
	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	m/m	(m/s)	(m)	(H) (m)	(H) (m)
Abastecimiento	1.66	2.00	1.70	0	0.49	0.17	1.87	2.00

Riego	22.06	6.00	3.88	0	0.95	0.44	4.32	4.50
-------	-------	------	------	---	------	------	------	------

En la Figura 65 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.

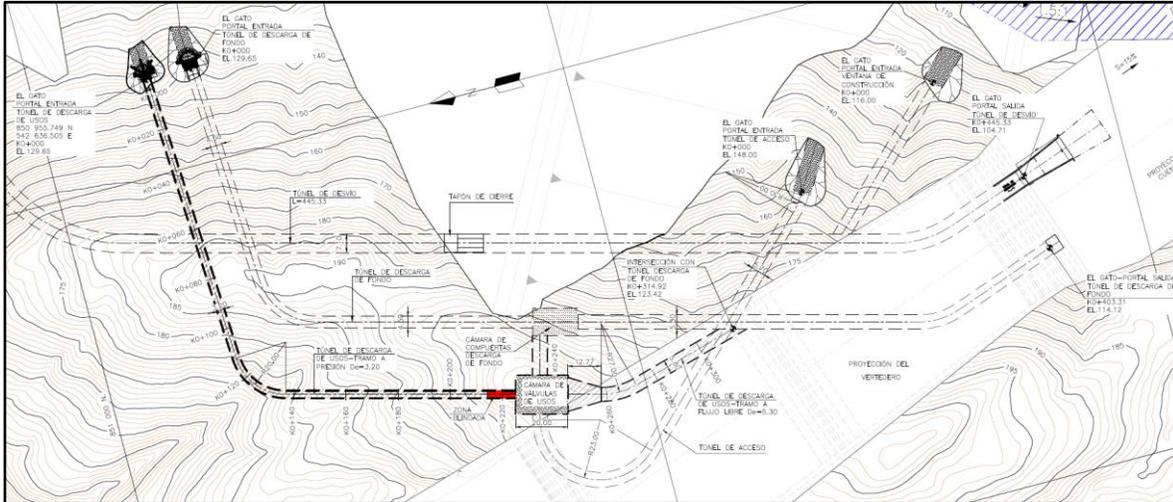


Figura 65. Esquema de la entrega de caudales de usos

#### 9.1.5. Vertedero de excesos

Al tratarse de una presa de CFRD (Concrete Face Rockfill Dams) el vertedero de crecidas del Proyecto es una estructura en canal abierto, localizado sobre el estribo derecho de la presa. Está compuesto por un canal de aproximación, una estructura de control, un rápido de descarga, deflector radial 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 185 msnm cuenta con un solo vano, con un ancho de 77 m y una altura de muros de 7.0 m. El vertedero se proyectó para evacuar CMP transitada en el reservorio, con un caudal máximo de salida de 1540.40 m<sup>3</sup>/s.

La curva de la gola se empalma con el primer tramo del rápido de descarga, con pendiente longitudinal de 2,0% y 7,0 m de altura de muros, mediante una curva cóncava de 14.0 m de radio. El primer tramo se empalma con el segundo tramo del rápido de descarga de 46.6% de pendiente longitudinal y altura de muros variable entre 7.0 y 4.0 m, mediante una curva convexa de 50.0 m de radio; la rápida de descarga finaliza en K0+284.01, medidos desde el eje de la gola, hasta el inicio del deflector radial.

El rápido de descarga tiene un ancho constante de 77 metros, éste se desarrolla de manera constante hasta el final del rápido de descarga, ver Figura 66.



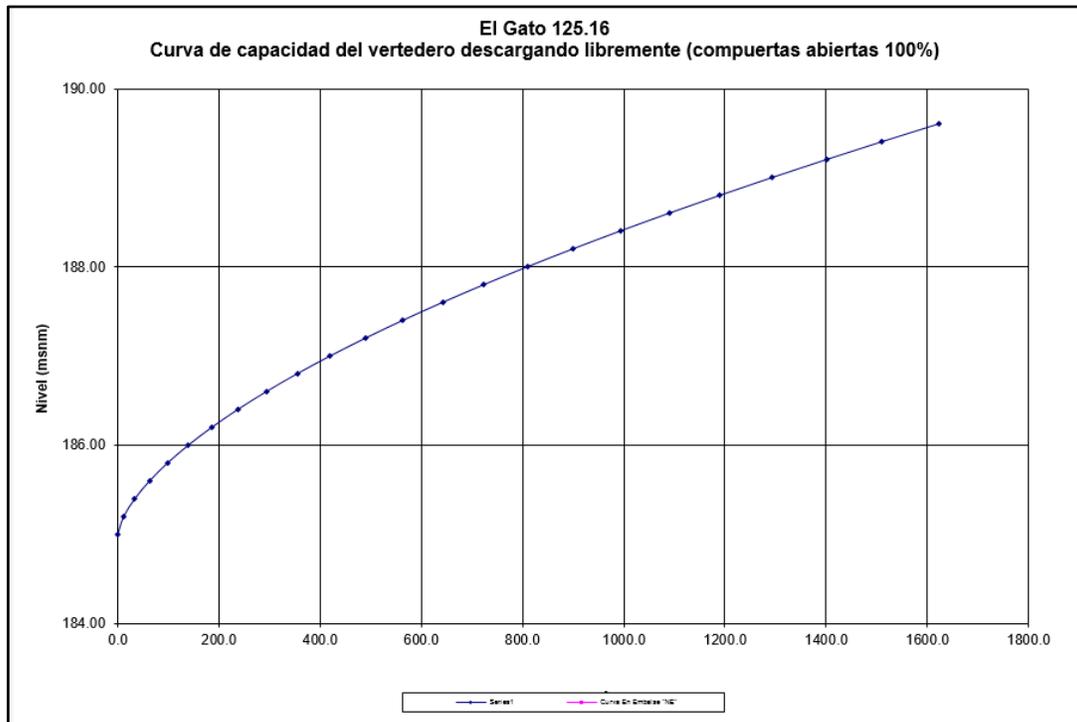


Figura 67. Curva de descarga del vertedero de excesos

Aplicando la metodología presentada en el numeral 8.5.2 se obtiene la forma de la gola desde la parte trasera, hasta la cresta de la misma (Ver Figura 68) y el perfil de la gola desde la cresta (Ver Figura 69).

Perfil de la Gola

Descripción	Símbolo	Unidad	Valor
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

Centros de radios

Referencia	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

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

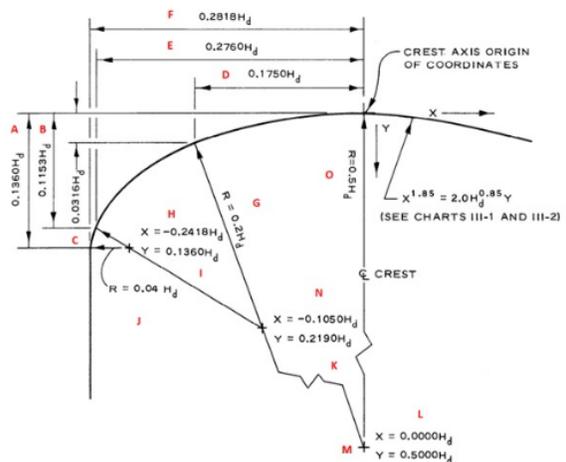


Figura 68. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera – El Gato

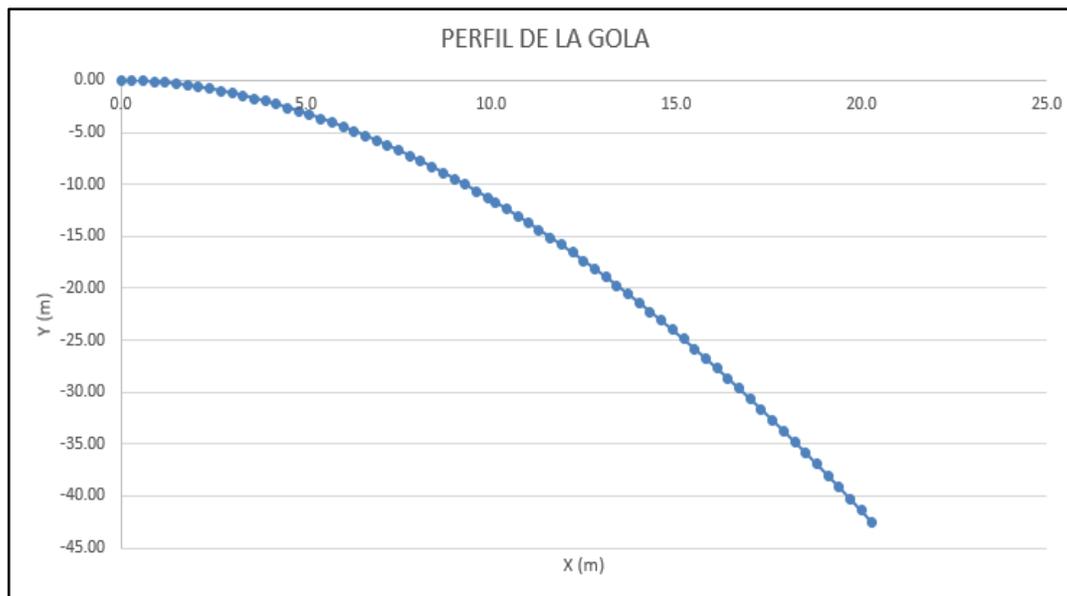


Figura 69. Perfil Gola – El Gato

## 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 La Villa se plantearon 4 sitios para la captación de caudales a lo largo del río La Villa para disponer los caudales regulados en el reservorio y atender las demandas de abastecimiento, riego, usos industriales, comerciales, etc. En cada uno de estos sitios se captarán caudales y tal como se especificó en el numeral 8.6 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 AZU-ING-INF-009) la demanda de agua para riego asciende a 6.89 m<sup>3</sup>/s, mientras que la demanda de agua para abastecimiento asciende a 0.52 m<sup>3</sup>/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 0.52 m<sup>3</sup>, mientras que el caudal máximo diario descargado para atender la demanda de riego es de 21.32 m<sup>3</sup>/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 93 se presentan los caudales de diseño de los diferentes de sistemas de bombeo proyectados y en la Figura 70 se muestra la localización general de dichos sistemas.

Tabla 93. Caudales de diseño de los sistemas de bombeo

SISTEMA DE BOMBEO	Riego		Abastecimiento	
	Área de servicio (ha)	Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)	Sistema de servicio	Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)
1	6766.24	5.35	Sistemas IDAAN Llano de Piedra y Macaracas	0.07

		-	Otros sistemas – 1-A	0.07
2	7169.93	5.67	-	-
2-A	-	-	Otros sistemas – 2-A	0.44
3	13,039.72	10.3	Sistemas IDAAN La Arena y Las Tablas	0.45
Caudal total Riego (m³/s)		21.32	Caudal total Abastecimiento (m³/s)	1.02*

\*En el desarrollo de los diseños El Cliente solicitó incluir un sistema de bombeo 1-A y 2-A motivo por el el cual se incrementa la demanda de agua para abastecimiento.

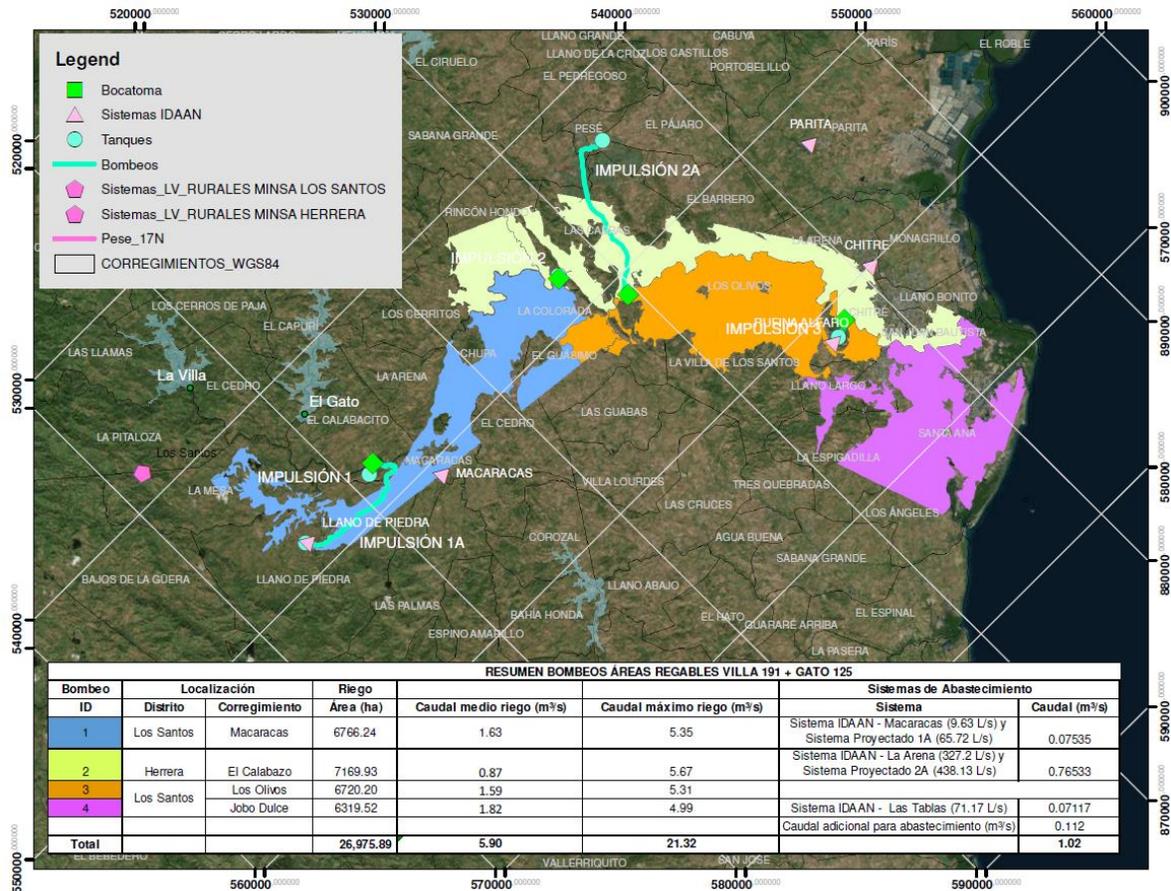


Figura 70. Localización general de los sistemas de bombeo para el suministro de caudales al área de estudio

### 9.2.1. Sistema de bombeo 1 - riego

El Sistema de bombeo 1 se localiza sobre el río La Villa aproximadamente en la cota 80 msnm en las coordenadas 851,805.557 N, 547,539.401 E y fue proyectado con un único sistema de captación y desarenación, pero con 3 sistemas de bombeo, uno de ellos con un caudal de diseño de 5.35 m³/s para atender la demanda de riego, un segundo sistema de bombeo con caudal de diseño de 0.07 m³/s para atender la demanda de abastecimiento de los sistemas de Llano de Piedra y Macaracas y el sistema restante con un caudal de diseño de 0.07 m³/s para atender la demandas de abastecimiento de otros sistemas.

#### 9.2.1.1. Presa de derivación La Villa 1

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

La presa se dimensionó con los criterios expuestos en el numeral 8.6.3, se localiza 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 94 se presentan las características de la presa derivadora proyectada en el sitio 1.

Tabla 94. Características presa derivadora La Villa 1

Ítem (m)	La Villa 1
Q max Tr 100 (m³/s)	1617.83
Ancho vertedero	24
Longitud vertedero	14.86
Paramento	5.46
Altura para creciente de Tr 1000	12.04
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	8
Coordenada (-X) Elipse aguas arriba de la gola	2.033
Coordenada (Y) Elipse aguas arriba de la gola	1.196

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 71, en el Anexo 1, figuras AZULV-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.

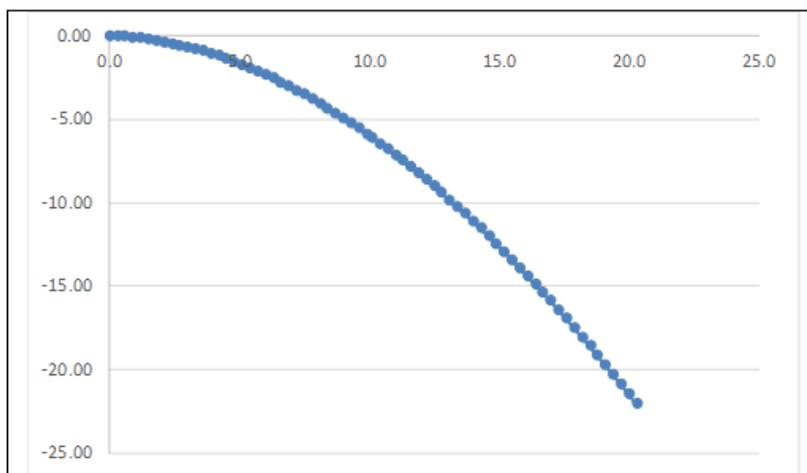


Figura 71. Perfil Gola La Villa 1

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 en el río La Villa, en el sitio 1 (17.4 m³/s). En el Anexo 1, figura AZULV-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 La Villa 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 2.9 m de altura por 3.5 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (4.05 m<sup>3</sup>/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (5.42 m<sup>3</sup>/s) más el caudal ambiental (2.61 m<sup>3</sup>/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 (2.61 m<sup>3</sup>/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 1.2 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de captación.

### 9.2.1.3. Canal de aducción La Villa 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 dos tramos, así:

- El primer tramo recto que conecta la zona de captación al tramo de transición que llega hasta el desarenador, al inicio de este tramo se tiene una compuerta plana que permite el control del flujo.
- El segundo 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 95 En el Anexo 1, figura AZULV-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 95. Características canal de aducción La Villa 1

Ítem (m)	La Villa 1
Q diseño (m <sup>3</sup> /s)	2.71
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	5.6
Tramo 2 -Ancho canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	11.5

### 9.2.1.4. Desarenador La Villa 1

Usando los criterios de desarenación expuestos en el numeral 8.6.6, 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 96.

Tabla 96. Características Desarenador La Villa 1

Ítem (m)	La Villa 1
Q diseño (m³/s)	2.71
Ancho nave	6.12
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 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 AZULV-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 La Villa 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 97.

Tabla 97. Características tanque de succión La Villa 1

Ítem (m)	La Villa 1
Q diseño (m³/s)	5.42
Longitud tanque	11.50
Ancho tanque	19.56
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	2.9

En el Anexo 1, figura AZULV-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 La Villa ha sido proyectado para atender demandas de agua para riego y abastecimiento, de acuerdo con lo anterior se proyectó 3 unidades de bombeo independientes como se presenta en la Tabla 98 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 98. Dimensionamiento Bombeo La Villa 1

Sistema de servicio	Caudal de diseño (m³/s)	Altura de bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Abastecimiento 1 - (Sistemas IDAAN: Macaracas (9.63 L/s) y La Arena (327.2 L/s))	0.07	96.21	0.08
Abastecimiento 1A - Otros sistemas	0.07	120.46	0.10
Riego 1 - (área atendida = 6,766.24 ha)	5.35	97.71	6.41

#### 9.2.1.6. Impulsiones La Villa 1

Como se mencionó anteriormente, en el sistema de bombeo La Villa 1 se proyectaron 3 sistemas de bombeo (Ver Tabla 98), para lo que se proyectaron 3 impulsiones que tienen como objetivo entregar los caudales captados, a tanques desde los cuales se pueda distribuir a los sistemas de acueducto o riego. En la Figura 70 y en el Anexo 1 Figura AZULV-PG-J-PGEN-04-0001 se muestra la localización general de las 3 impulsiones, donde se observa que la impulsión para riego comparte el alineamiento y tanque (con dos módulos) con una de las impulsiones para abastecimiento, lo anterior debido a la localización de las áreas regables y los sistemas a abastecer.

A continuación se describen las impulsiones proyectadas.

#### 9.2.1.6.1. Impulsión 1 – Para Riego

La impulsión se proyectó para 5.35 m<sup>3</sup>/s desde la cota 80 msnm hasta la cota 169 msnm y una altura total de bombeo de 97.71 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a 6,766.24 ha de riego. La tubería se proyectó en GRP de 1.4 m de diámetro (PN 16), con una longitud de 748 m, localizada en el distrito de Los Santos, en el corregimiento Macaracas.

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.

Para la operación y mantenimiento de la impulsión, se ubicaron válvulas de purga (o descarga) que permitirán la evacuación de agua siempre que sea necesario y válvulas de ventosa que permitirán la descarga de aire durante el llenado y admisión de aire durante las operaciones de vaciado o como mecanismo de control de un transitorio hidráulico en la tubería de impulsión.

Para el dimensionamiento de las válvulas de purga se siguieron los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.9](#) y se dimensionaron con un diámetros de 125 mm (5 pulgadas) para permitir la descarga de tramos de la impulsión en un periodo de 8 horas. Estas válvulas se localizarán en los puntos bajos de la impulsión requiriendo un total de 1 válvula.

Tomando en cuenta que las válvulas de ventosa permitirán la descarga de aire durante el llenado y admisión de aire durante las operaciones de vaciado, para su dimensionamiento se consideraron las fases de admisión y descarga de aire y se adoptó el mayor diámetro requerido. De acuerdo con lo anterior y siguiendo los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.10](#) las válvulas de ventosa se dimensionaron con un diámetro de 150 mm (5 pulgadas). Estas válvulas se localizarán en los puntos altos de la impulsión requiriendo un total de 1 válvula. Para esta impulsión no se requeriría válvulas de operación o sobrevelocidad, también se definieron los cruces de la impulsión con vías y cuerpos de agua (ríos, riachuelos, cunetas, etc.).

En el Anexo 1, Figura AZULV-PG-J-PGEN-04-0001 se presenta el esquema de la conducción en planta y perfil, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

#### 9.2.1.6.2. Tanque de carga La Villa 1 - Riego

Como se mencionó anteriormente la impulsión entrega en la parte alta a un tanque a partir del cual se podrá realizar la distribución de los caudales para riego en el área regable de 6,766.24 ha. En la Tabla 99 se presenta el dimensionamiento obtenido para el tanque de riego del sistema 1.

Tabla 99. Características tanque de riego La Villa 1

Nombre	Q (m <sup>3</sup> /s)	Vol. (m <sup>3</sup> ) 5 min de almacenamiento	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m <sup>3</sup> )
La Villa 1	5.35	1605.0	20	20	4.1	1640.0

En el Anexo 1 Figura AZULV-PG-J-PGEN-04-0001 se presenta el esquema del tanque localizado al final de la impulsión 1.

#### 9.2.1.6.3. Impulsión 1 – Para Abastecimiento

Paralelo a la impulsión 1 para riego se proyectó la impulsión 1 para abastecimiento, siguiendo el lineamiento del cliente de contar con sistemas de independientes. La impulsión se proyectó para 0.07 m<sup>3</sup>/s desde la cota 80 msnm hasta la cota 169 msnm y una altura total de bombeo de 96.21 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a los

sistemas IDAAN de Llano de Piedra, Macaracas y La Arena. La tubería se proyectó en PEAD de 0.3 m de diámetro (PN 16), con una longitud de 748 m, localizada en el distrito de Los Santos, en el corregimiento Macaracas.

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.

Para el dimensionamiento de las válvulas de purga se siguieron los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.9](#) y se dimensionaron con un diámetros de 100 mm (4 pulgadas) para permitir la descarga de tramos de la impulsión en un periodo de 8 horas. Estas válvulas se localizarán en los puntos bajos de la impulsión requiriéndose un total de 1 válvula.

Tomando en cuenta que las válvulas de ventosa permitirán la descarga de aire durante el llenado y admisión de aire durante las operaciones de vaciado, para su dimensionamiento se consideraron las fases de admisión y descarga de aire y se adoptó el mayor diámetro requerido. De acuerdo con lo anterior y siguiendo los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.10](#) las válvulas de ventosa se dimensionaron con un diámetro de 50 mm (2 pulgadas). Estas válvulas se localizarán en los puntos altos de la impulsión requiriéndose un total de 1 válvula. Adicionalmente no se requieren válvulas de sobrevelocidad. En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-PGEN-04-0001 se presenta el esquema de la conducción en planta y perfil, en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

#### 9.2.1.6.4. Tanque de carga La Villa 1 - Abastecimiento

Tomando en cuenta que la impulsión para abastecimiento se proyectó paralela a la impulsión para riego, el tanque para disponer los caudales de abastecimiento se proyectó adosado al tanque de riego, pero independiente de manera que no se vea afectado por la operación del sistema de bombeo y tanque para riego. En la Tabla 100 se presenta el dimensionamiento del tanque de abastecimiento 1.

Tabla 100. Características tanque de abastecimiento La Villa 1

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
La Villa 1	0.07	21.0	3	20	4.1	246.0

Los dos módulos de los que se compone la estructura (riego y abastecimiento) cuentan con un solo dissipador escalonado, que permitirá evacuar los caudales de excesos al cuerpo de agua más cercano que de acuerdo con la topografía de lugar requiere de 4 tramos con diferentes pendientes. En la Tabla 101 se presentan las características de los tramos del dissipador.

Tabla 101. Características Dissipador Tanques La Villa 1

ÍTEM	LA VILLA 1			
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 2.5 m)			
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Largo del escalón (m)	4.01	1.72	5.99	NA
Altura del escalón (m)	0.6	0.7	0.6	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.15	0.41	0.1	0.02

Según lo expuesto en el numeral [8.6.12](#) se dimensionó una tubería de 0.3 m de diámetro que permite el vaciado en un tiempo de 8 horas, la cual se llevará el caudal evacuado hasta el dissipador de energía.

En el Anexo 1 Figura AZULV-PG-J-PGEN-04-0001 se presenta el esquema del tanque localizado al final de la impulsión 1, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

#### 9.2.1.6.5. Impulsión 1-A – Para Abastecimiento

La impulsión se proyectó para 0.07 m<sup>3</sup>/s desde la cota 80 msnm hasta la cota 185 msnm y una altura total de bombeo de 120.46 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución para consumo humano. La tubería se proyectó en PEAD de 0.4 m de diámetro (PN 20), con una longitud de 10,000 m, localizada en el distrito de Llano de Piedra, en el corregimiento Macaracas.

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.

Para el dimensionamiento de las válvulas de purga se siguieron los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.9](#) y se dimensionaron con un diámetros de 100 mm (4 pulgadas) para permitir la descarga de tramos de la impulsión en un periodo de 8 horas. Estas válvulas se localizarán en los puntos bajos de la impulsión, con una separación máxima de 1 kilómetro y una cabeza máxima de 12 m, requiriéndose un total de 17 válvulas.

Tomando en cuenta que las válvulas de ventosa permitirán la descarga de aire durante el llenado y admisión de aire durante las operaciones de vaciado, para su dimensionamiento se consideraron las fases de admisión y descarga de aire y se adoptó el mayor diámetro requerido. De acuerdo con lo anterior y siguiendo los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.10](#) las válvulas de ventosa se dimensionaron con un diámetro de 50 mm (2 pulgadas). Estas válvulas se localizarán en los puntos altos de la impulsión requiriéndose un total de 16 válvulas. Adicionalmente se ubicaron 8 válvulas de sobrevelocidad. En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-PGEN-04-0002, se puede apreciar localización y número de válvulas. En el Anexo 2 se presentan las memorias el cálculo correspondientes.

#### 9.2.1.6.6. Tanque de carga La Villa 1A - Abastecimiento

Como se mencionó anteriormente la impulsión entrega en la parte alta a un tanque a partir del cual se podrá entregar los caudales para abastecimiento. En la Tabla 102 se presenta el dimensionamiento del tanque de abastecimiento 1.

Tabla 102. Características tanque de abastecimiento La Villa 1-A

Nombre	Q (m <sup>3</sup> /s)	Vol. (m <sup>3</sup> )/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m <sup>3</sup> )
La Villa 1	0.07	21.0	3	20	4.1	246.0

Al igual que el tanque anterior, éste cuenta con un disipador escalonado que permitirá evacuar los caudales de excesos al cuerpo de agua más cercano que de acuerdo con la Tabla 103 la topografía de lugar requiere de 2 tramos con diferentes pendientes. En la Tabla 103 se presentan las características de los tramos del disipador.

Tabla 103. Características Disipador Tanques La Villa 1-A

ÍTEM	LA VILLA 1-A	
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 1 m)	
	Tramo 1	Tramo 2
Largo del escalón (m)	NA	2.95
Altura del escalón (m)	NA	0.6
Pendiente del canal (m/m)	0.02	0.2

Según lo expuesto en el numeral [8.6.12](#) se dimensionó una tubería de 0.3 m de diámetro que permite el vaciado en un tiempo de 8 horas, la cual se llevará el caudal evacuado hasta el disipador de energía.

En el Anexo 1, Figura AZULV-PG-J-PGEN-04-0002 se presenta el esquema del tanque en planta y perfil del tanque así como del disipador, en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

#### 9.2.1.6.7. Distribución de Caudal de abastecimiento desde Llano de Piedra (Tanque 1A)

Para el presente estudio se ha proyectado la distribución por gravedad del caudal de abastecimiento que llega al tanque 1A, ubicado en el sector Llano de Piedra, dicho caudal es de 0.07 m³/s y se distribuirá desde el sector mencionado hasta el sector conocido como “El Bongo”, entregando caudal a los poblados presentados en la Tabla 104.

Tabla 104. Comunidades beneficiadas Distribución tanque 1A

Comunidad	Población
Chupaíto	105
Chupa	335
La Colorada	158
San Luis	284
El Guayabal	359
Los Olivos	618
El Bongo	172
Total	2031.00

De acuerdo a las comunidades beneficiadas (Tabla 104) se desarrolló un trazado de la tubería de distribución intentando aprovechar al máximo las servidumbres viales y prediales, ver Figura 72.

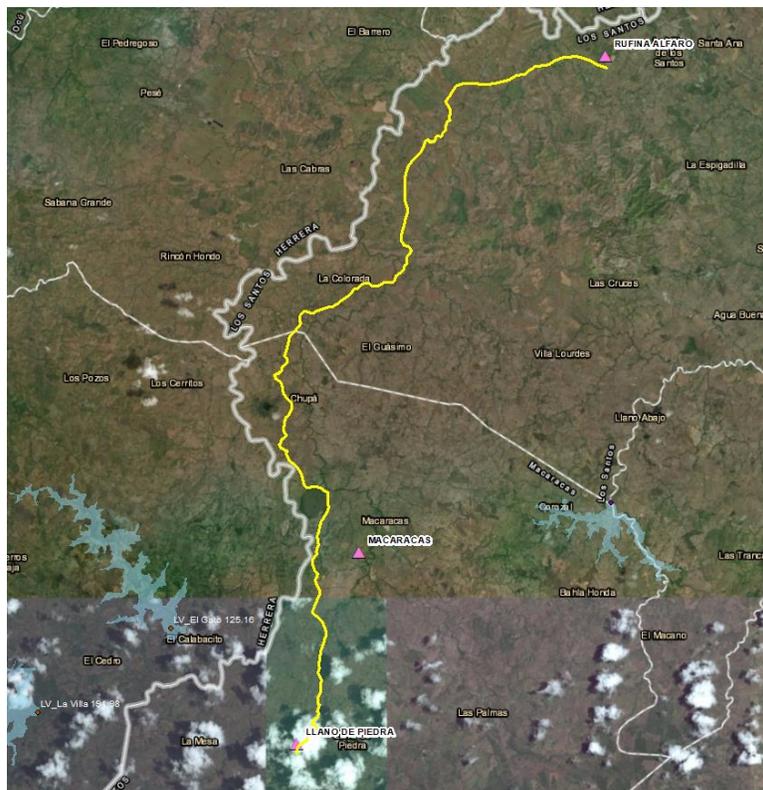


Figura 72. Trazado Distribución Llano de Piedra a El Bongo

El caudal de abastecimiento proveniente del tanque 1A se irá repartiendo proporcionalmente al tamaño de 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 105 se presenta la distribución de caudales que sirven de base para el dimensionamiento de las tuberías.

Tabla 105. Distribución de caudales por comunidad

Tramo	Comunidad	Población	%	Longitud (m)	Caudal por comunidad (m³/s)	Distribución caudal (m³/s)
1	Chupaito	105	5%	15358	0.003	0.066
2	Chupa	335	16%	3293	0.011	0.062
3	La Colorada	158	8%	5704	0.005	0.051
4	San Luis	284	14%	7241	0.009	0.046
5	El Guayabal	359	18%	3519	0.012	0.037
6	Los Olivos	618	30%	4985	0.020	0.026
7	El Bongo	172	8%	5743	0.006	0.006
	Total	2031.00	100%	45843.00	0.066	

La conducción a gravedad comienza a la salida del tanque 1A y se proyecta para transportar hasta 0.07 m³/s en los tramos mostrados en la Tabla 105, se proyectaron en Polietileno de Alta Densidad (PEAD) y se dimensionaron para una velocidad máxima de 5.0 m/s para el caudal de diseño. Se definió como material el PEAD dada su alta flexibilidad, bajo peso, larga vida útil, bajo coeficiente de rugosidad (0.007 mm), se puede minimizar la utilización de accesorios como codos.

En la Tabla 106 se presenta el dimensionamiento de la conducción con los diámetros internos de las tuberías 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 106. Dimensionamiento tubería de distribución Llano de Piedra a El Bongo

Tramo	Cota Inicial	Cota Final	Long	Q	Dint	D <sub>1</sub>	V	Pérdidas Totales	H <sub>Disponibl e</sub>	Hentreg a	Presión Entrega	Max Presión Tramo	PN
-	msnm	msnm	m	m³/s	mm	m	m/s	m	m	msnm	m	m	Bar
1	185	88.5	15358	0.066	290.6	0.3	0.99	47.95	96.50	137.05	48.55	96.50	16
2	137.05	68	3293	0.062	290.6	0.3	0.94	9.49	69.05	127.56	59.56	117.00	16
3	127.56	54.8	5704	0.051	290.6	0.3	0.78	12.45	72.76	115.11	60.31	130.20	16
4	115.11	61.08	7241	0.046	257.8	0.3	0.89	21.59	54.03	93.52	32.44	123.92	16
5	93.52	45	3519	0.037	257.8	0.3	0.71	7.61	48.52	85.90	40.90	140.00	16
6	85.90	32.86	4985	0.026	204.6	0.2	0.78	15.32	53.04	70.58	37.72	152.14	16
7	70.58	45.02	5743	0.006	116.2	0.1	0.52	17.37	25.56	53.20	8.18	139.98	20

En el Anexo 1, 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 La Villa aproximadamente en la cota 30 msnm en las coordenadas 867,247.200 N, 547,584.380 E y fue proyectado con un único sistema de captación y desarenación, para 1 sistema de bombeo con un caudal de diseño de 5.67 m³/s

En el sitio 2 se tendrá derivación de caudal para uso exclusivo de riego.

### 9.2.2.1. Presa derivadora La Villa 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 con los criterios expuestos en el numeral 8.6.3, se localiza 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 2.

Tabla 107. Características presa derivadora La Villa 2

Ítem (m)	La villa 2
Q max Tr 100 (m³/s)	1948.42
Ancho vertedero	36
Longitud vertedero	14.31
Paramento	5.63
Altura para creciente de Tr 1000	10.48
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	8
Coordenada (-X) Elipse aguas arriba de la gola	1.187
Coordenada (Y) Elipse aguas arriba de la gola	1.069

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 73, en el Anexo 1, figuras AZULV-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.

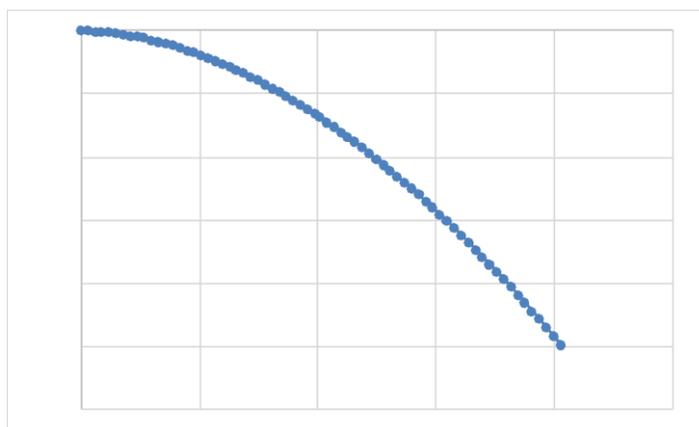


Figura 73. Perfil Gola La Villa 2

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 **La Villa** (22.07 m³/s). En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-TMCM-04-0002 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 La Villa 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 3.1 m de altura por 3.7 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (4.5 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (5.67 m³/s) más el caudal ambiental (3.31 m³/s). Cuenta con rejillas conformadas por barras de 0.025 m de diámetro, separación de 0.1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejillas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (3.31 m<sup>3</sup>/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 1.3 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura figuras AZULV-PG-J-TMCM-04-0002 se presenta el esquema de captación.

### 9.2.2.3. Canal de aducción La Villa 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 dos tramos, así:

- El primer tramo recto que conecta la zona de captación al tramo de transición que llega hasta el desarenador, al inicio de este tramo se tiene una compuerta plana que permite el control del flujo.
- El segundo 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 95. En el Anexo 1, figura figuras AZULV-PG-J-TMCM-04-0002 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 La Villa 2

Ítem (m)	La Villa 2
Q diseño (m <sup>3</sup> /s)	2.835
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	6.1
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	12.2

### 9.2.2.4. Desarenador La Villa 2

Usando los criterios de desarenación expuestos en el numeral 8.6.6, 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 La Villa 2

Ítem (m)	La Villa 2
Q diseño (m <sup>3</sup> /s)	2.84
Ancho nave	6.40
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 figuras AZULV-PG-J-TMCM-04-0002 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 La Villa 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 110.

Tabla 110. Características tanque de succión La Villa 2

Ítem (m)	La Villa 2
Q diseño (m³/s)	5.67
Longitud tanque	11.52
Ancho tanque	20.41
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	2.9

En el Anexo 1, figura figuras AZULV-PG-J-TMCM-04-0002 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 La Villa 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 111 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 111. Dimensionamiento Bombeos La Villa 2

ID Bombeo	Área atendida (ha)	Caudal máximo riego (m³/s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW) asumiendo 80% eficiencia
2	7,169.93	5.67	110.22	7.66

#### 9.2.2.6. Impulsiones La Villa 2

La impulsión se proyectó para 5.67 m³/s desde la cota 30 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 134 msnm y una altura total de bombeo de 110.22 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a 7,169.93 ha de riego. La tubería se proyectó en GRP de 1.4 m de diámetro, (PN 16), con una longitud de 222 m localizada en el distrito de Herrera, en el corregimiento de El Calabazo.

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.

Para el dimensionamiento de las válvulas de purga se siguieron los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.9](#) y se dimensionaron con un diámetros de 125 mm (5 pulgadas) para permitir la descarga de tramos de la impulsión en un periodo de 8 horas. Estas válvulas se localizarán en los puntos bajos de la impulsión requiriendo un total de 1 válvula.

Tomando en cuenta que las válvulas de ventosa permitirán la descarga de aire durante el llenado y admisión de aire durante las operaciones de vaciado, para su dimensionamiento se consideraron las fases de admisión y descarga de aire y se adoptó el mayor diámetro requerido. De acuerdo con lo anterior y siguiendo los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.10](#) las válvulas de ventosa se dimensionaron con un diámetro de 150 mm (5 pulgadas). Estas válvulas se localizarán en los puntos altos de la impulsión requiriendo un total de 1 válvula. Para esta impulsión no se requeriría

válvulas de operación o sobrevelocidad, también se definieron los cruces de la impulsión con vías y cuerpos de agua (ríos, riachuelos, cunetas, etc.).

En el Anexo 1 figura AZULV-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.

### 9.2.2.7. Tanque de carga La Villa 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 112.

Tabla 112. Características tanque de riego La Villa 2

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
La Villa 2	5.67	1701.0	20	20	4.3	1720.0

Por otra parte, siguiendo los criterios de diseño expuestos en el numeral 8.6.9, 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 AZULV-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.

#### 9.2.2.7.1. Disipador Escalonado La Villa 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 establecidos en el numeral [8.6.12](#), 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 113.

Tabla 113. Características Disipador Tanque La Villa 2

ÍTEM	LA VILLA 2			
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 2.5 m)			
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Largo del escalón (m)	1.43	NA	1.83	3.69
Altura del escalón (m)	0.8	NA	0.8	0.6
Pendiente del canal (m/m)	0.56	0.03	0.44	0.16

Los cálculos detallados, basados en la metodología expuesta en el numeral [8.6.12](#), 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 AZULV-PG-J-PGEN-04-0003.

#### 9.2.2.7.2. Desagüe de Tanque - La Villa 2

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el numeral [8.6.12](#), para cada tanque se proyecta una tubería de diámetro 0.3 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 AZULV-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. Sistema de bombeo 2A – Abastecimiento

El Sistema de bombeo 3 se localiza sobre el río La Villa aproximadamente en la cota 21 msnm en las coordenadas 869,423.667 N, 551,163.670 E y fue proyectado con un único sistema de captación, desarenación y un bombeo con caudal de diseño de 0.44 m<sup>3</sup>/s.

#### 9.2.3.1. Presa derivadora La Villa 2A

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 con los criterios expuestos en el numeral 8.6.3, se localiza 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 114 se presentan las características de la presa derivadora proyectada en el sitio 3.

Tabla 114. Características presas derivadora La Villa 2A

Ítem (m)	La Villa 2A
Q max Tr 100 (m <sup>3</sup> /s)	1948.42
Ancho vertedero	36
Longitud vertedero	14.31
Paramento	5.63
Altura para creciente de Tr 1000	10.48
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	8
Coordenada (-X) Elipse aguas arriba de la gola	1.187
Coordenada (Y) Elipse aguas arriba de la gola	1.069

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 74, en el Anexo 1, figuras AZULV-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.

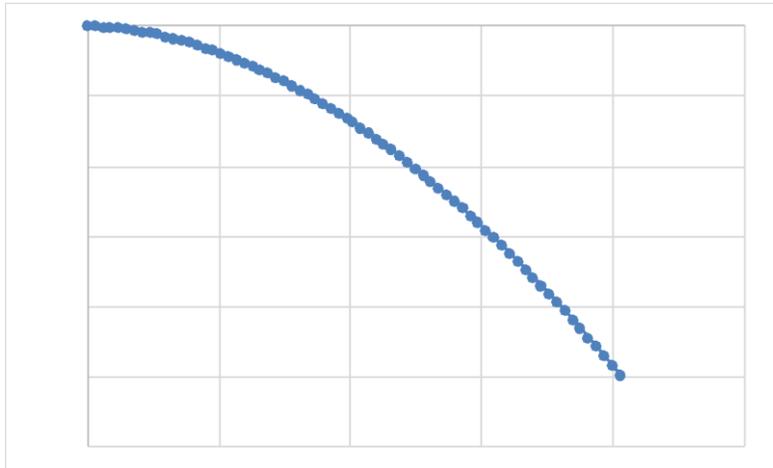


Figura 74. Perfil Gola La Villa 2A

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 **La Villa** ( $22.07 \text{ m}^3/\text{s}$ ). En el Anexo 1, figura AZULV-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 La Villa 2A

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 2.0 m de altura por 2.4 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma ( $1.9 \text{ m}^3/\text{s}$ ), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño ( $0.44 \text{ m}^3/\text{s}$ ) más el caudal ambiental ( $3.31 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Cuenta con rejillas conformadas por barras de 0.025 m de diámetro, separación de 0.1 m y una inclinación con la horizontal de  $75^\circ$ . Estas rejillas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental ( $3.31 \text{ m}^3/\text{s}$ ) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 1.3 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de captación.

#### 9.2.3.3. Canal de aducción La Villa 2A

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 dos tramos, así:

- El primer tramo recto que conecta la zona de captación al tramo de transición que llega hasta el desarenador, al inicio de este tramo se tiene una compuerta plana que permite el control del flujo.
- El segundo tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de  $12.5^\circ$  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 115. En el Anexo 1, figura AZULV-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 115. Características canal de aducción La Villa 2A

Ítem (m)	La Villa 2-A
Q diseño (m³/s)	0.22
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	2.5
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	1.7

#### 9.2.3.4. Desarenador La Villa 2A

Usando los criterios de desarenación expuestos en el numeral 8.6.6, 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 116.

Tabla 116. Características Desarenador La Villa 2A

Ítem (m)	La Villa 2-A
Q diseño (m³/s)	0.22
Ancho nave	1.77
Longitud nave	7.38
Profundidad útil de sedimentación	0.70

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 AZULV-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 La Villa 2A

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 117.

Tabla 117. Características tanque de succión La Villa 2A

Ítem (m)	La Villa 2-A
Q diseño (m³/s)	0.44
Longitud tanque	6.69
Ancho tanque	6.52
Longitud zona de succión	2.1
Altura zona de succión	1.7
Altura volumen útil	1.5

En el Anexo 1, figura AZULV-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 2A en la cuenca de La Villa ha sido proyectado para atender demandas de agua para abastecimiento, se dimensionó un (1) bombeo para abastecimiento que llegará al tanque 2-A, con las características expuestas en la Tabla 118 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 118. Dimensionamiento Bombeos La Villa 2A

ID Bombeo	Sistemas atendidos	Caudal demanda (m <sup>3</sup> /s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW) asumiendo 80% eficiencia
2-A	Sistema proyectado 2-A	0.44	130.80	0.70

#### 9.2.3.6. Impulsiones La Villa 2A

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 118).

##### 9.2.3.6.1. Impulsión 2A – 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 0.44 m<sup>3</sup>/s desde la cota 21 msnm hasta la cota 134 msnm y una altura total de bombeo de 130.8 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 GRP de 0.8 m de diámetro (PN 20), con una longitud de 11,320 m, localizada en el distrito de Pesé, en el corregimiento de Pesé.

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.

Para el dimensionamiento de las válvulas de purga se siguieron los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.9](#) y se dimensionaron con un diámetros de 100 mm (4 pulgadas) para permitir la descarga de tramos de la impulsión en un periodo de 8 horas. Estas válvulas se localizarán en los puntos bajos de la impulsión requiriéndose un total de 22 válvulas.

Tomando en cuenta que las válvulas de ventosa permitirán la descarga de aire durante el llenado y admisión de aire durante las operaciones de vaciado, para su dimensionamiento se consideraron las fases de admisión y descarga de aire y se adoptó el mayor diámetro requerido. De acuerdo con lo anterior y siguiendo los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.10](#) las válvulas de ventosa se dimensionaron con un diámetro de 50 mm (2 pulgadas). Estas válvulas se localizarán en los puntos altos de la impulsión requiriéndose un total de 23 válvulas. Adicionalmente se ubicaron 10 válvulas de sobrevelocidad. En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-PGEN-04-0001 se presenta el esquema de la conducción en planta y perfil, en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

En el Anexo 1 figura AZULV-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.

#### 9.2.3.7. Tanques de carga La Villa 2A

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 119.

Tabla 119. Características tanque de riego La Villa 2A

Nombre	Q (m <sup>3</sup> /s)	Vol. (m <sup>3</sup> )/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m <sup>3</sup> )
La Villa 2-A	0.44	132.0	10	10	1.5	150.0

Por otra parte, siguiendo los criterios de diseño expuestos en el numeral 8.6.12, 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 AZULV-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.

#### 9.2.3.7.1. Disipador Escalonado La Villa 2A

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 numeral 8.6.12, 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 120.

Tabla 120. Características Disipador Tanque La Villa 2A

ÍTEM	LA VILLA 2A					
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 1 m)					
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5	Tramo 6
Largo del escalón (m)	NA	4.37	2.69	6.01	NA	NA
Altura del escalón (m)	NA	0.8	0.9	0.8	NA	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.05	0.18	0.33	0.13	0.04	0.02

Los cálculos detallados, basados en la metodología expuesta en el numeral 8.6.9, 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 AZULV-PG-J-PGEN-04-0004.

#### 9.2.3.7.2. Desagüe de Tanque La Villa 2A

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el numeral 8.6.9, para cada tanque se proyecta una tubería de diámetro 0.3 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 AZULV-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.

#### 9.2.3.7.3. Distribución caudal de abastecimiento desde Pesé

Para la distribución proyectada desde el sector Pesé se ha planteado una impulsión que viene desde el sitio 2A localizado en la cuenca La Villa, está impulsión llega al llamado tanque 2A que se ubica en la cuenca de Parita en el sector de Pesé.

Desde el tanque 2A se hará la distribución por gravedad del caudal de abastecimiento que llega al tanque, dicho caudal es de 0.44 m<sup>3</sup>/s y se distribuirá desde el sector mencionado hasta dos puntos de entrega en los sistemas IDAAN de acueducto de los corregimientos La Arena y Parita, en el recorrido entre la salida y los puntos de entrega se repartirán caudales a los poblados presentados en la Tabla 121.

Tabla 121. Comunidades beneficiadas Distribución tanque 2A entre salida y entrega

Comunidad	Población
Las Cabras	434
Pueblo Nuevo	131
Los Hatillos	687
La Flora	39

El Jazmín	181
El Pájaro	291
Las Flores	413
El Barrero	873
Total	3049.00

De acuerdo a las comunidades beneficiadas (Tabla 121) se desarrolló un trazado de la tubería de distribución intentando aprovechar al máximo las servidumbres viales y prediales, ver Figura 75.

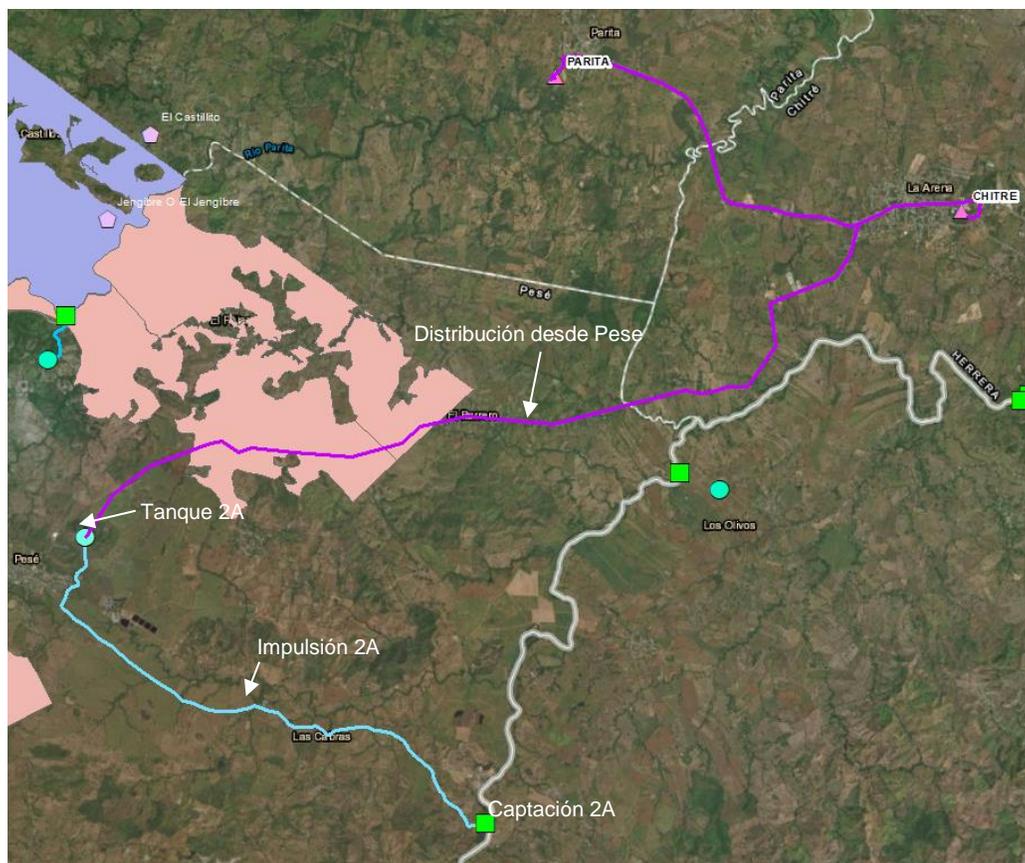


Figura 75. Trazado Distribución desde Pesé

El caudal de abastecimiento proveniente del tanque 2A se irá repartiendo proporcionalmente al tamaño de 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.

Tabla 122. Distribución de caudales por comunidad

Comunidad	Población	%	Caudal por comunidad (m³/s)	Distribución caudal (m³/s)
Las Cabras	434	14%	0.015	0.440
Pueblo Nuevo	131	4%	0.004	0.425
Los Hatillos	687	23%	0.023	0.421
La Flora	39	1%	0.001	0.398
El Jazmín	181	6%	0.006	0.396

El Pájaro	291	10%	0.010	0.390
Las Flores	413	14%	0.014	0.380
El Barrero	873	29%	0.029	0.366
Subtotal	3049.00	100%	0.103	
Paríta		3%	0.009	0.337
La Arena		97%	0.327	0.328
Subtotal		100%	0.337	
Total			0.440	

La conducción a gravedad comienza a la salida del tanque 2A y se proyecta para transportar hasta 0.44 m<sup>3</sup>/s en los sectores mostrados en la Tabla 122. Dados los caudales a transportar se necesitarán diámetros relativamente grandes en las tuberías, por lo cual se han dimensionado con Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés) las tuberías con diámetro mayores o igual a 0.4 m, mientras que las menores a 0.4 m se plantean con PEAD.

En la Tabla 123 se presenta el dimensionamiento de la conducción con los diámetros internos de las tuberías 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 tubería de distribución desde Pesé

Tramo	Cota Inicial	Cota Final	Long	Q	Dint	D1	V	Pérdidas Totales	H <sub>Disponibl e</sub>	Hentrega	Presión Entrega	Max Presión Tramo	PN
-	msnm	msnm	m	m <sup>3</sup> /s	mm	m	m/s	m	m	msnm	m	m	Bar
1	134	50	2900	0.440	788.3	0.8	0.90	3.47	84.00	130.53	80.53	84.00	10
2	130.53	70	5300	0.421	690.0	0.7	1.13	9.19	60.53	121.34	51.34	64.00	10
3	121.34	20	6200	0.398	692.7	0.7	1.06	9.86	101.34	111.48	91.48	114.00	16
4	111.48	55	800	0.366	690.0	0.7	0.98	1.16	56.48	110.32	55.32	79.00	10
5	110.32	45	10153	0.009	130.8	0.1	0.69	41.71	65.32	68.60	23.60	89.00	10
6	110.32	85	5268	0.327	592.0	0.6	1.19	11.26	25.32	99.06	14.06	49.00	6

En el Anexo 1, 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 3 – riego y abastecimiento

El Sistema de bombeo 3 se localiza sobre el río La Villa aproximadamente en la cota 8 msnm en las coordenadas 877,425.345 N, 561,166.263 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 10.3 m<sup>3</sup>/s para atender la demanda de riego y un segundo sistema de bombeo con caudal de diseño de 0.45 m<sup>3</sup>/s para atender la demanda de abastecimiento del sistema IDAAN Las Tablas y La Arena.

##### 9.2.4.1. Presa derivadora La Villa 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 con los criterios expuestos en el numeral 8.6.3, se localiza 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 124 se presentan las características de la presa derivadora proyectada en el sitio 4.

Tabla 124. Características presas derivadora La Villa 3

Ítem (m)	La Villa 3
Q max Tr 100 (m³/s)	2658.41
Ancho vertedero	44
Longitud vertedero	15.00
Paramento	5.87
Altura para creciente de Tr 1000	11.38
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	8
Coordenada (-X) Elipse aguas arriba de la gola	1.964
Coordenada (Y) Elipse aguas arriba de la gola	1.156

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 76, en el Anexo 1, figuras AZULV-PG-J-TMCM-04-0004, se presenta el esquema general de los sistemas de bombeo y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

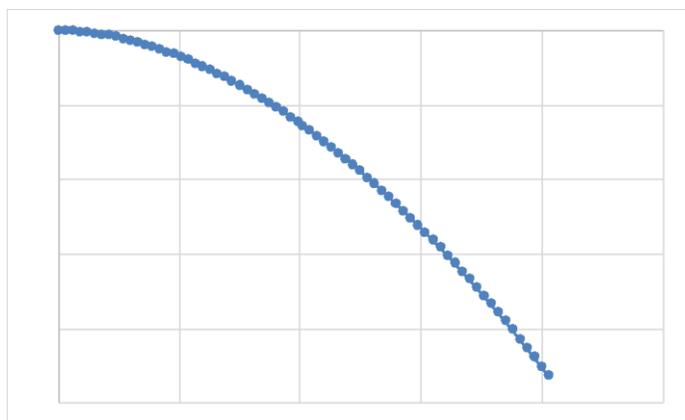


Figura 76. Perfil Gola La Villa 3

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 La Villa (32.56 m³/s). En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-TMCM-04-0004 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 La Villa 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 4.0 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 (10.75 m³/s) más el caudal ambiental (4.63 m³/s). Cuenta con rejillas 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 (4.63 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 1.4 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-TMCM-04-0004 se presenta el esquema de captación.

#### 9.2.4.3. Canal de aducción La Villa 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 dos tramos, así:

- El primer tramo recto que conecta la zona de captación al tramo de transición que llega hasta el desarenador, al inicio de este tramo se tiene una compuerta plana que permite el control del flujo.
- El segundo 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 125. En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-TMCM-04-0004 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 125. Características canal de aducción La Villa 3

Ítem (m)	La Villa 3
Q diseño (m³/s)	5.375
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	7.9
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.3
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	4.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	25.6

#### 9.2.4.4. Desarenador La Villa 3

Usando los criterios de desarenación expuestos en el numeral 8.6.6, 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 126.

Tabla 126. Características Desarenador La Villa 3

Ítem (m)	La Villa 3
Q diseño (m³/s)	5.38
Ancho nave	12.65
Longitud nave	25.30
Profundidad útil de sedimentación	2.40

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 AZULV-PG-J-TMCM-04-0004 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 La Villa 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 127.

Tabla 127. Características tanque de succión La Villa 3

Ítem	Dimensión (m)
Volumen tanque (m <sup>3</sup> )	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 AZULV-PG-J-TMCM-04-0004 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 La Villa 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 128 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 128. Dimensionamiento Bombeos La Villa 3

Sistema de servicio	Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)	Altura de bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Abastecimiento 3 - (Sistema IDAAN - Las Tablas (71.17 L/s))	0.45	80.66	0.45
Riego 3 - (área atendida = 13,039.72 ha)	10.30	81.63	10.31

#### 9.2.4.6. Impulsiones La Villa 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 128).

##### 9.2.4.6.1. Impulsión 3 Riego

La impulsión se proyectó para 10.3 m<sup>3</sup>/s desde la cota 8 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 80 msnm y una altura total de bombeo de 81.63 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a 13,039.7 ha de riego. La tubería se proyectó en GRP de 1.9 m de diámetro, (PN 16), con una longitud de 1,188 m localizada en el distrito de Los Santos, en el corregimiento Jobo Dulce.

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.

Para el dimensionamiento de las válvulas de purga se siguieron los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.9](#) y se dimensionaron con un diámetros de 125 mm (5 pulgadas) para permitir la descarga de tramos de la impulsión en un periodo de 8 horas. Estas válvulas se localizarán en los puntos bajos de la impulsión requiriendo un total de 2 válvulas.

Tomando en cuenta que las válvulas de ventosa permitirán la descarga de aire durante el llenado y admisión de aire durante las operaciones de vaciado, para su dimensionamiento se consideraron las fases de admisión y descarga de aire y se adoptó el mayor diámetro requerido. De acuerdo con lo anterior y siguiendo los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.10](#) las válvulas de ventosa se dimensionaron con un diámetro de 150 mm (5 pulgadas). Estas válvulas se localizarán en los puntos altos de la impulsión requiriendo un total de 1 válvula. Para esta impulsión se requeriría una válvulas de operación o sobrevelocidad, también se definieron los cruces de la impulsión con vías y cuerpos de agua (ríos, riachuelos, cunetas, etc.).

En el Anexo 1 figura AZULV-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.

#### 9.2.4.6.2. Impulsión 3 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 0.45 m<sup>3</sup>/s desde la cota 8 msnm hasta la cota 80 msnm y una altura total de bombeo de 80.66 m. En la parte alta se entrega a un tanque que permitirá la distribución a los sistemas IDAAN del corregimiento Jobo Dulce. La tubería se proyectó en PEAD de 0.6 m de diámetro (PN 16), con una longitud de 1188 m, localizada en el distrito Los Santos, en el corregimiento de Jobo Dulce.

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.

Para el dimensionamiento de las válvulas de purga se siguieron los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.9](#) y se dimensionaron con un diámetros de 100 mm (4 pulgadas) para permitir la descarga de tramos de la impulsión en un periodo de 8 horas. Estas válvulas se localizarán en los puntos bajos de la impulsión requiriéndose un total de 2 válvulas.

Tomando en cuenta que las válvulas de ventosa permitirán la descarga de aire durante el llenado y admisión de aire durante las operaciones de vaciado, para su dimensionamiento se consideraron las fases de admisión y descarga de aire y se adoptó el mayor diámetro requerido. De acuerdo con lo anterior y siguiendo los criterios y metodologías expuestos en el numeral [8.6.10](#) las válvulas de ventosa se dimensionaron con un diámetro de 50 mm (2 pulgadas). Estas válvulas se localizarán en los puntos altos de la impulsión requiriéndose un total de 1 válvula. Adicionalmente se ubicó una válvula de sobrevelocidad. En el Anexo 1, figura AZULV-PG-J-PGEN-04-0001 se presenta el esquema de la conducción en planta y perfil, en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

En el Anexo 1 figura AZULV-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.

#### 9.2.4.7. Tanques de carga La Villa 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 129.

Tabla 129. Características tanque de riego La Villa 3

Nombre	Q (m <sup>3</sup> /s)	Vol. (m <sup>3</sup> )/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m <sup>3</sup> )
La Villa 3	10.3	3090.0	30	30	3.5	3150.0

El caudal de abastecimiento bombeado desde la captación 3 llegará a un tanque adosado al de riego, desde el cual se distribuirá a los sistemas de acueducto, el tanque se dimensionó para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 130.

Tabla 130. Características tanque de abastecimiento La Villa 3

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
La Villa 1	0.07	21.0	3	20	4.1	246.0
La Villa 1-A	0.07	21.0	5	5	1	25.0
La Villa 2-A	0.44	132.0	10	10	1.5	150.0
La Villa 3	0.45	135.0	3	30	3.5	315.0

Por otra parte, siguiendo los criterios de diseño expuestos en el numeral [8.6.12](#), 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 AZULV-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.

#### 9.2.4.7.1. Disipador Escalonado La Villa 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 numeral 8.6.9, 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 131.

Tabla 131. Características Disipador Tanque La Villa 3

ÍTEM	LA VILLA 3							
	DISIPADOR ESCALONADO (ANCHO 2.5 m)							
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5	Tramo 6	Tramo 7	Tramo 8
Largo del escalón (m)	1.59	0.99	NA	2.05	NA	NA	4.79	NA
Altura del escalón (m)	0.9	0.15	NA	0.3	NA	NA	0.8	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.57	0.15	0.004	0.15	0.08	0.004	0.17	0.01

Los cálculos detallados, basados en la metodología expuesta en el numeral [8.6.12](#), 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 AZULV-PG-J-PGEN-04-0005.

#### 9.2.4.7.2. Desagüe de Tanque La Villa 3

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el numeral numeral [8.6.12](#), para cada tanque se proyecta una tubería de diámetro 0.3 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 AZULV-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.

#### 9.2.4.7.3. Distribución caudal de riego desde tanque 3 hacia áreas regables

De conformidad con la solicitud del Cliente se dimensiona la distribución del caudal de riego desde el tanque 3 hacia las áreas de riego 3 y 4 mostradas en la Figura 77, el área 3 cuenta con 6,720.2 ha mientras que el área 4 tiene 6,319.52 ha, para un total de 13,039.72 ha, el caudal a distribuir es de 10.3 m<sup>3</sup>/s.

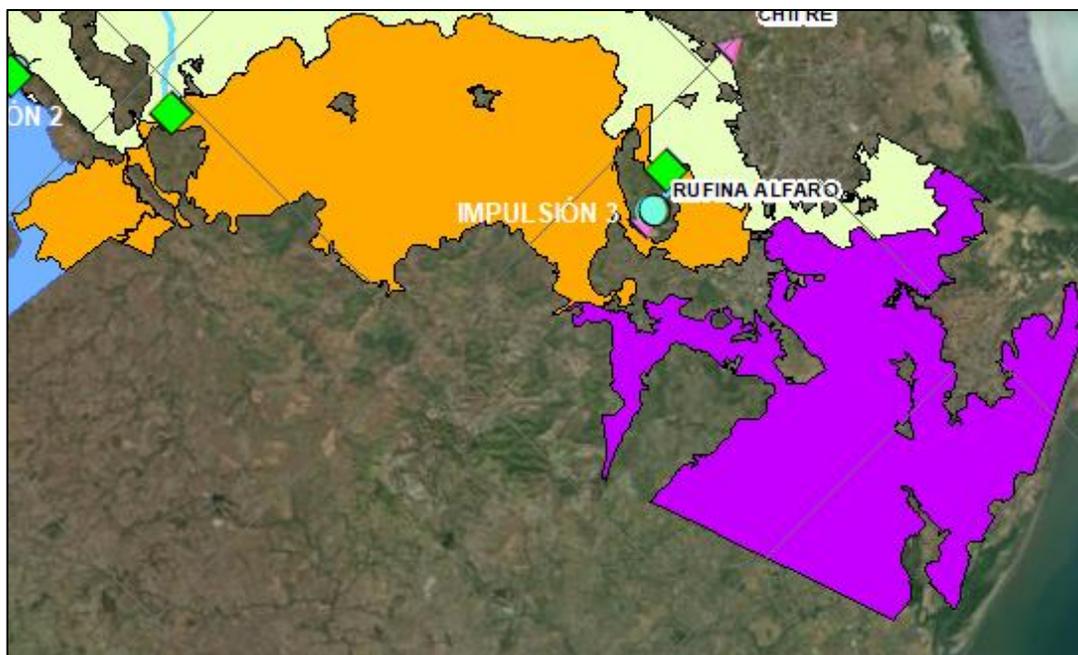


Figura 77. Localización general de las áreas de riego 3 y 4

Para la distribución se propone la combinación de tuberías a presión y canales a flujo libre, se usarán las tuberías para poder sortear accidentes topográficos que con los canales implicarían retos técnicos y constructivos mayores, se llevará el caudal hasta puntos altos desde los cuales sea posible el uso de canales a flujo libre intentando mantener pendientes suaves. La transición entre tubería a presión y canal a flujo libre se hará a través de cámaras de quiebre.

A continuación, se presenta de manera esquemática, la distribución de los canales a través de las áreas 3 y 4.

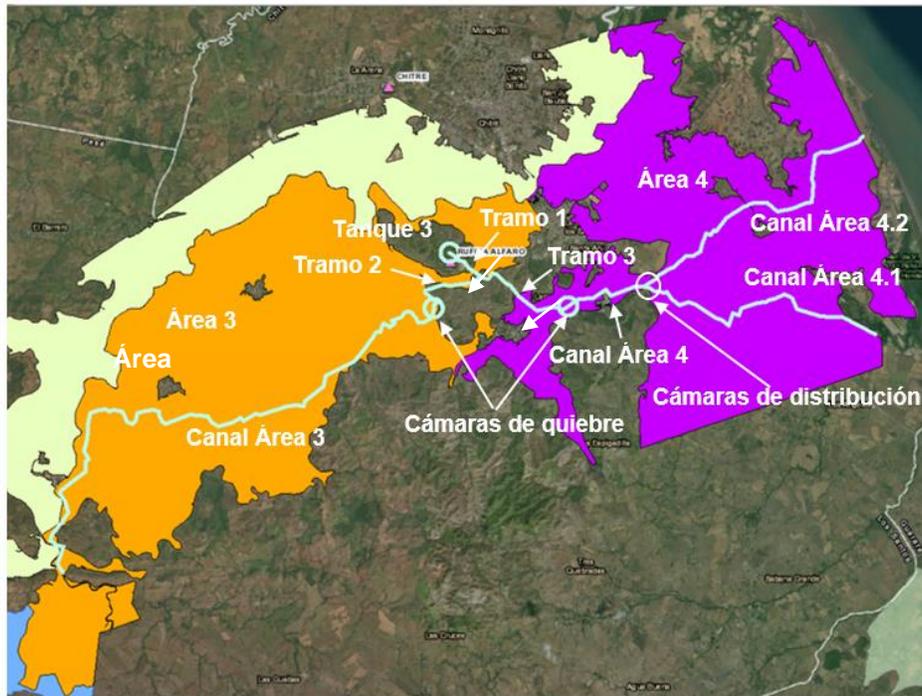


Figura 78. Distribución caudales Áreas 3 y 4

La distribución empieza en el tanque 3 y va con tuberías a presión hasta las cámaras de quiebre, ver Figura 78, el trazado de estos tramos se realizó buscando evitar puntos altos superiores al de salida, llevando el caudal hasta una localización desde la cual se puedan usar canales con pendientes relativamente constantes.

Dados los altos caudales a transportar se necesitarán grandes diámetros en la tuberías, por lo cual se han dimensionado con Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés).

En la Tabla 147 se presenta el dimensionamiento de las tuberías con diámetros internos y 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 132. Dimensionamiento tuberías distribución Áreas 3 y 4

Tramo	Cota Inicial	Cota Final	Long	Q	Dint	D <sub>1</sub>	V	Pérdidas Totales	H <sub>Disp</sub>	Hentrega	Presión Entrega	Max Presión Tramo	PN
-	msnm	msnm	m	m <sup>3</sup> /s	mm	m	m/s	m	m	msnm	m	m	Bar
1	80	30	1065	10.300	1968.2	2.0	3.39	3.60	50.00	76.40	46.40	50.00	6
2	76.40	50	2235	5.310	1279.8	1.3	4.13	16.67	26.40	59.73	9.73	30.00	6
3	76.40	50	2935	4.990	1279.8	1.3	3.88	19.60	26.40	56.80	6.80	30.00	6

Para analizar los canales, presentados en la Figura 78 se tuvo en cuenta la repartición de caudales según las áreas a regar, como se presenta en la Tabla 133.

Tabla 133. Distribución Caudales áreas 3 y 4

Tramo	Área	Longitud (m)	Distribución caudal (m <sup>3</sup> /s)
Canal Área 4	6,319.52	2,275.2	4.99
Canal Área 4.1	3,159.76	7,485.3	2.495

Canal Área 4.2	3,159.76	8,423.2	2.495
Canal Área 3	6,720.2	17,518.4	5.31

De acuerdo con la distribución de caudales expuestos en la Tabla 133 se dimensionan los canales de cada uno de los tramos según las pendientes y caudales de cada uno.

Tabla 134. Dimensionamiento de Caudales en Canales de riego Áreas 3 y 4

Canal	Tramo	Long	Cota Batea		Pend	Ancho Inferior	Pend Lateral	Altura del Canal	Ancho Superior	Manning	Caudal	Caudal	Vel
			Salida	Llegada							Máximo	de Diseño	Q Diseño
			L	msnm		msnm	S	W	XH:1V		y	T	n
m	msnm	msnm	%	m	m/m	m	m		m³/s	m³/s	m/s		
Área 4	4.1	216.40	50.00	40.00	4.6%	1.50	1.00	1.50	4.50	0.015	59.284	4.990	1.109
	4.2	617.50	40.00	39.50	0.1%	1.50	1.00	1.50	4.50	0.015	7.848	4.990	1.109
	4.3	239.10	39.50	30.00	4.0%	1.50	1.00	1.50	4.50	0.015	54.972	4.990	1.109
	4.4	1202.20	30.00	29.30	0.1%	1.50	1.00	1.50	4.50	0.015	6.655	4.990	1.109
Área 4.1	4.1.1	2033.30	29.30	28.20	0.1%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	2.652	2.495	1.031
	4.1.2	323.75	28.20	25.00	1.0%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	11.336	2.495	1.031
	4.1.3	550.34	25.00	20.00	0.9%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	10.868	2.495	1.031
	4.1.4	1407.20	20.00	19.20	0.1%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	2.719	2.495	1.031
	4.1.5	347.90	19.20	10.00	2.6%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	18.541	2.495	1.031
	4.1.6	2822.80	10.00	8.50	0.1%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	2.628	2.495	1.031
Área 4.2	4.2.1	438.55	30.00	29.70	0.1%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	2.982	2.495	1.031
	4.2.2	463.56	29.70	20.00	2.1%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	16.493	2.495	1.031
	4.2.3	1280.54	20.00	19.30	0.1%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	2.666	2.495	1.031
	4.2.4	1045.09	19.30	10.00	0.9%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	10.756	2.495	1.031
	4.2.5	5195.50	10.00	7.40	0.1%	1.10	1.00	1.10	3.30	0.015	2.551	2.495	1.031
Área 3	3.1	50.30	50.00	40.00	19.9%	2.00	1.00	2.00	6.00	0.015	273.890	5.310	0.664
	3.2	11215.42	40.00	39.00	0.01%	2.00	1.00	2.00	6.00	0.015	5.800	5.310	0.664
	3.3	57.30	39.00	30.00	15.7%	2.00	1.00	2.00	6.00	0.015	243.447	5.310	0.664
	3.4	6195.40	30.00	29.00	0.02%	2.00	1.00	2.00	6.00	0.015	7.804	5.310	0.664

Los canales propuestos son trapezoidales y los respectivos esquemas se presentan el Anexo 1, las memorias de cálculo se presentan en el Anexo 2.

## 10. RESULTADOS Y RECOMENDACIONES

### 10.1. RESULTADOS

Se adelantaron los diseños a nivel conceptual del proyecto El Gato, se dimensiona el proyecto para la regulación de caudales que permitan atender la demanda proyectada (6.34 m<sup>3</sup>/s riego y 0.54 m<sup>3</sup>/s consumo).

El proyecto El Gato se localiza en la cota 108 msnm sobre el río El Gato, cuenta con una presa de regulación de caudales de CFRD (Concrete Face Rockfill Dams) 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 CFRD (Concrete Face Rockfill Dams) de 82 m de altura con la cresta de la presa en la cota 190 msnm. La presa se proyectó con talud aguas arriba 1.4H:1V y talud aguas abajo 1.5H:1V, una cresta de 460 m de longitud y 10.0 m de ancho, para la cual se requiere un volumen de 2.31 Mm<sup>3</sup> 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 0.3 Mm<sup>3</sup>.

#### 10.1.2. Reservorio

El reservorio formado por la presa ocupa un área de 789.13 ha tendrá un volumen total de 156.51 Hm<sup>3</sup> de los cuales 3.90 Hm<sup>3</sup> corresponden al volumen muerto y 152.61 Hm<sup>3</sup> al volumen útil, siendo éste el que permite regular los caudales para suministrar 0.52 m<sup>3</sup>/s a los sistemas de abastecimiento de la parte baja de cuenca y 21.32 m<sup>3</sup>/s a las demandas de riego.

#### 10.1.3. Sistema de desviación

Para poder realizar la construcción de la presa, se proyectó un sistema de desviación conformado por una ataguía, una contraataguía y un túnel de desviación, que permite el manejo de crecientes con un periodo de retorno de 50 años (696.2 m<sup>3</sup>/s). La ataguía tiene la función de desviar los caudales hacia el túnel, se proyectó en enrocado seleccionado, con una altura de 22.6 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 7 m. El túnel de desvío se dimensionó para el paso de la creciente de 50 años de periodo de retorno, con un diámetro hidráulico de 6.3 m a 7 m según el revestimiento del túnel.

#### 10.1.4. Descarga de fondo

La descarga de fondo se proyectó con capacidad para desaguar el reservorio hasta el 75% de su altura en un periodo 20 días y hasta el 50% de su altura en un periodo 60 días, con un caudal promedio de 42.22 m<sup>3</sup>/s siguiendo la normativa ASEP.

#### 10.1.5. Descarga de caudales

La descarga se proyectó para un caudal de diseño de 22.98 m<sup>3</sup>/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 130.0 msnm una longitud de 222 m (hasta las válvulas), diámetro de excavación de 3.2 m y un diámetro hidráulico de 2.5 m.

### 10.1.6. Vertedero de excesos

El vertedero de crecidas del Proyecto Multipurpose reservoirs on Azuero rivers en el sitio El Gato es una estructura en canal abierto, localizado sobre el estribo derecho de la presa. Está compuesto por un canal de aproximación, una estructura de control, un rápido de descarga y tres deflectores radiales, con base constante de 77.00 m de ancho, sin compuertas.

El vertedero se dimensionó para la CMP transitada en el reservorio obteniendo que el nivel del agua en el reservorio alcanza la cota 190 msnm (cota de cresta 185 msnm). En la Tabla 8-13 y en la Figura 8-8 se presenta la curva de capacidad del vertedero para el proyecto El Gato

### 10.1.7. Sistemas de bombeo

De acuerdo con los criterios de diseño expuestos en el numeral 8.6.7, se dimensionaron tres (3) bombes de riego y cuatro (4) de abastecimiento en el proyecto La Villa, expuestos en la Tabla 135 y Tabla 136.

Tabla 135. Dimensionamiento Bombes Riego La Villa

ID Bombeo	Área atendida (ha)	Caudal máximo riego (m <sup>3</sup> /s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW) asumiendo 80% eficiencia
1	6,766.24	5.35	97.86	6.42
2	7,169.93	5.67	110.27	7.67
3	13,039.72	10.30	81.81	10.33

Tabla 136. Dimensionamiento Bombes abastecimiento La Villa

ID Bombeo	Sistemas atendidos	Caudal demanda (m <sup>3</sup> /s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW) asumiendo 80% eficiencia
1	(Sistemas IDAAN: Llano de Piedra (0 l/s), Macaracas (9.63 L/s) y La Arena (327.2 L/s))	0.07	96.36	0.08
1-A	Sistema proyectado 1-A	0.07	120.73	0.10
2-A	Sistema proyectado 2-A	0.44	130.97	0.70
3	(Sistema IDAAN - Las Tablas (71.17 L/s))	0.45	80.96	0.45

### 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 riego respectiva y satisfacer las demandas de abastecimiento.

El caudal medio entregado por el reservorio (6.91 m<sup>3</sup>/s) es superior a la demanda total del polígono del río La Villa (6.89 m<sup>3</sup>/s). Las impulsiones se dimensionaron para el caudal diario máximo entregado por el reservorio (21.32 m<sup>3</sup>/s), caudal que será entregado al 100% del área regable.

Se proyectaron 3 impulsiones en GRP para riego, cada una de estas tiene como objetivo entregar los caudales captados a los sistemas de riego, además se tienen 4 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 (26,976 ha) por lo tanto se tendrá un caudal por hectárea de 0.0008 (m<sup>3</sup>/s x ha).

Tabla 137. Dimensionamiento Impulsiones riego La Villa

Impulsión	Longitud (m)	Cota Inicial (msnm)	Cota Final (msnm)	Caudal (m3/s)	Diámetro (m)	Pérdidas Totales (m)
1	748	80.00	169	5.35	1.40	3.86
2	193	30.00	134	5.67	1.40	1.27
3	1.228	8.00	80	10.30	1.90	4.81

Tabla 138. Dimensionamiento Impulsiones abastecimiento La Villa

Impulsión	Longitud (m)	Cota Inicial (msnm)	Cota Final (msnm)	Caudal (m3/s)	Diámetro (m)	Pérdidas Totales (m)
1	748	80,00	169	0,07	0.30	2.36
1-A	10,000	80,00	185	0.07	0.40	10.73
2-A	11.320	21,00	134	0.44	0.80	12.97
3	1.228	8,00	80	0.45	0.6	3.96

### 10.1.9. Distribuciones

Se dimensionaron dos distribuciones de caudal para abastecimiento y una para riego, el primer abastecimiento se trazó desde el tanque 1A, va desde el sector Llano de Piedra hasta El Bongo. Ver Tabla 139.

Tabla 139. Distribución de caudales por comunidad

Tramo	Comunidad	Longitud (m)	Distribución caudal (m³/s)
1	Chupaito	15,358	0.066
2	Chupa	3,293	0.062
3	La Colorada	5,704	0.051
4	San Luis	7,241	0.046
5	El Guayabal	3,519	0.037
6	Los Olivos	4,985	0.026
7	El Bongo	5,743	0.006
	Total	45,843.00	

Los diámetros encontrados para la distribución se presentan en la Tabla 140.

Tabla 140. Diámetros tuberías distribución

Tramo	Long	Q	Dint	D1	MATERIAL
-	m	m3/s	mm	m	
1	15358	0.066	290.6	0.3	PEAD
2	3293	0.062	290.6	0.3	PEAD
3	5704	0.051	290.6	0.3	PEAD
4	7241	0.046	257.8	0.3	PEAD
5	3519	0.037	257.8	0.3	PEAD
6	4985	0.026	204.6	0.2	PEAD
7	5743	0.006	116.2	0.1	PEAD

## 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 El Gato y La Villa, 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.
- 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.
- 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.
- 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).
- Tomando en cuenta que el análisis sedimentológico se realiza utilizando una metodología indirecta debido a se carece del registro de sedimentos en el sitio de presa del proyecto La Villa, se recomienda la ejecución de un programa permanente de muestreo de sedimentos que permita la caracterización de la dinámica sedimentológica y contar con mayor información para siguientes etapas de estudio.



## 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, & American Water Works Association. (2004). *Steel pipe: a guide for design and installation*. American Water Works Association.
- 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. AIH - 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/01vn000000s000000.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 sedimentadores*. 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 Cuenclas 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. AIH - 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/01vn000000s000000.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). Comisión 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 sedimentadores*. 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